

3459-36 22
SONDERFORSCHUNGSBEREICH 148

BRANDVERHALTEN VON BAUTEILEN

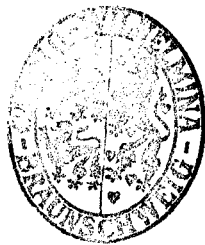
JAHRESBERICHT 1973/74

86.896

U-BRAUNSCHWEIG

DEZEMBER 1974

699.81 0620.143.5



UNIVERSITÄTS-
BIBLIOTHEK

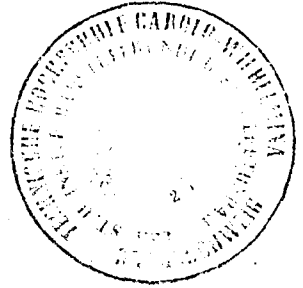
Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Technische Universität Braunschweig

Jahresbericht 1973/74

Braunschweig, Dezember 1974



V o r w o r t

Im ersten Jahresbericht des Sonderforschungsbereiches 148 "Brandverhalten von Bauteilen" an der TU Braunschweig wird, nach einer vorangestellten allgemeinen Übersicht, in der insbesondere auf die Gesamtsituation des SFB im Berichtszeitraum eingegangen wird, über die Aufgaben des SFB und über das Anlaufen der Forschungsarbeiten in den einzelnen Teilprojekten berichtet. Der Bericht umfaßt einen effektiven Forschungszeitraum von etwa 1¹/₂ Jahren; ein großer Teil der aufgeführten Arbeiten befindet sich daher noch in der Durchführungsphase und kann keinesfalls als abgeschlossen gelten.

Die Jahresberichte, die periodisch über den Fortgang der einzelnen Forschungsvorhaben Auskunft geben und nur einem kleinen Personenkreis zugänglich sind, werden ergänzt durch eine Schriftenreihe, in welcher in unregelmäßiger Folge über abgeschlossene Arbeiten aus dem Sonderforschungsbereich berichtet wird. Dadurch ist sichergestellt, daß die Arbeitsergebnisse des SFB einem breiteren Leserkreis zugänglich sind. Dadurch und vor allem durch die Mitarbeit von SFB-Mitarbeitern in entsprechenden Gremien wird es ermöglicht, daß praxisbezogene Ergebnisse ohne Zeitverlust in brandschutztechnische Bemessungsregeln und Normen eingearbeitet werden können.

Prof. Dr.-Ing. K. Kordina

Sprecher

des Sonderforschungsbereiches 148

Inhaltsverzeichnis

	Seite
<u>1. Allgemeine Angaben zum Sonderforschungsbereich 148</u>	1
1.1 Gesamtsituation des SFB im Berichtszeitraum	1
1.2 Alphabetische Liste der im Sonderforschungsbereich beteiligten Wissenschaftler	7
1.3 Forschungsarbeiten und Weitergabe der Ergebnisse	9
1.4 Aktivitäten des Sonderforschungsbereiches 148	13
1.4.1 Interne Aktivitäten	13
1.4.2 Externe Aktivitäten	14
1.5 Öffentliche Kolloquien	18
1.6 Schriftenreihe des Sonderforschungsbereiches 148	19
<u>2. Arbeits- und Ergebnisberichte der einzelnen Teilprojekte</u> . .	A1/A2 - 0 - 1
<u>Projektbereich A: Bauteile</u>	A1/A2 - 0 - 1
1. Brandverhalten von Stützen, Wänden und Flächentragwerken	A1/A2 - 0 - 2
1.1 Rechnerische Ermittlung der Tragfähigkeit der Biegedruckzone	A1/A2 - I - 0
1.2 Traglastberechnung thermisch belasteter Stahlbeton- druckglieder	A1/A2 - II - 0
1.3 Versuche zum Erwärmungsverhalten von Stahl- betonstützen	A1/A2 - III - 0
1.4 Rechnerische Untersuchung des Tragverhaltens von einfach statisch unbestimmten Stahlbetonrahmen unter Brandbeanspruchung	A1/A2 - IV - 0
1.5 Entwicklung und Verteilung von axialen Zwangs- kräften in Stahlbeton-Flächentragwerken bei partieller Brandbeanspruchung	A1/A2 - V - 0
1.6 Literaturverzeichnis	A1/A2 - VI - 1
<u>Projektbereich B: Baustoffe</u>	B - 0 - 1
1. Mineralogische Untersuchung des Verhaltens der Zuschlag- und Bindemittelphasen von Beton bei Feuereinwirkung . . .	B1 - I - 1
2. Festigkeitsveränderungen von Beton bei Feuerangriff . . .	B2 - 0 - 1
2.1 Die entscheidenden qualitativen Merkmale der Festig- keitsverluste von Beton bei hohen Temperaturen . . .	B2 - I - 1
2.2 Ansätze zur Kartierung temperaturempfindlicher Zu- schlagstoffe für Beton im niedersächsischen Raum . .	B2 - II - 1

2.3 Die nachträgliche Ermittlung der Maximaltemperatur-Verteilung in Beton nach einer Brandbelastung	B2 - III - 1
2.4 Tastversuche zur Ermittlung der Haftreibung von Beton auf Beton	B2 - IV - 1
2.5 Verwendete Literatur	B2 - V - 1
3. Verformungsverhalten von Beton bei hohen Temperaturen . . .	B3 - I - 1
<u>Projektbereich C: Brandphänomene</u>	C1 - 0 - 1
1. Die Feuerwiderstandsdauer von Bauteilen bei natürlichen Bränden. (Zusammenhänge zwischen der Brandwirkung bei natürlichen Bränden und dem Normbrand.) . . .	C1 - I - 1

1. Allgemeine Angaben zum Sonderforschungsbereich 148

1.1. Gesamtsituation des Sonderforschungsbereiches im Berichtszeitraum

In den "Empfehlungen des Wissenschaftsrates zum Ausbau der wissenschaftlichen Hochschulen bis 1970" wird bereits 1967 ein Sonderforschungsbereich "Brandverhalten von Bauteilen" bei der Technischen Universität Braunschweig, Fakultät für Bauwesen, genannt. Maßgebend für diese Empfehlungen waren die Arbeiten des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau / Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen, wo unter der Leitung von Prof. emer. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. Theodor K r i s t e n seit 1938 intensiv Fragen des vorbeugenden baulichen Brandschutzes und des Brandverhaltens von Bauteilen studiert wurden. Diese Arbeiten wurden vom gegenwärtigen Sprecher des Sonderforschungsbereichs 148, Prof. Dr.-Ing. Karl K o r d i n a , fortgesetzt und ausgebaut. Dem Institut steht eine umfangreiche Grundausstattung an Gebäuden, apparativen Einrichtungen und Geräten - hierunter im besonderen für Brandversuche - zur Verfügung. Die Institutsabteilungen für Chemie, Physik, für Konstruktion und Statik, für mechanische Technologie sowie die institutseigene IBM-Rechenanlage 1130 können dem SFB Hilfsdienste leisten.

Mit Schreiben vom 20. Dezember 1972 hat die Deutsche Forschungsgemeinschaft einem Antrag auf Einrichtung eines Sonderforschungsbereichs "Brandverhalten von Bauteilen" (s. Antrag vom Februar 1972) stattgegeben. Gründe, die sowohl in der organisatorischen Abwicklung der Vorbereitungen für den Sonderforschungsbereich als auch in schwierigen Verhandlungen mit dem Lande Niedersachsen wegen der zu leistenden baulichen Maßnahmen lagen, führten dazu, daß Arbeitsaufnahme und volle Finanzierung erst in der 2. Hälfte des Jahres 1973 einsetzten.

Der Schwerpunkt der beabsichtigten Forschungsarbeiten lag von Anfang an auf der Analyse des Brandverhaltens von Bauteilen aus dem Bereich des konstruktiven Ingenieurbauwesens. Naturgemäß mußte eine Reihe von Einzelprojekten in das Gesamtforschungsvorhaben einbezogen werden, die rechentechnische, materialkundliche und wärmetechnische Grundlagen für die Beurteilung dieser

Verhaltensweise zu liefern hatten. Die Gewichtsverteilung - wie sie ursprünglich vorgesehen war und nach wie vor beibehalten wird - geht nicht nur aus der Begründung des seinerzeitigen Antrages hervor, sondern schlägt sich auch in den Finanzierungssummen für die beantragten Teilprojekte nieder. Eine ausgezeichnete Rolle spielt unter den konstruktionsbezogenen Teilprojekten dabei das Projekt A 1 (vormals A), weil mit seiner Realisierung erst die entscheidende Voraussetzung für ein erfolgreiches Bearbeiten der primären Ziele des SFB geschaffen wird. Die Besonderheit der hier angestrebten versuchstechnischen Lösung bedingte hohe Investitionen, deren Notwendigkeit denkwürdigerweise von der DFG anerkannt wurde. Die Planung und Ausführung des Versuchstandes für Stützen und Rahmen erstreckte sich über den gesamten Berichtszeitraum.

Um keine Zeitverluste auftreten zu lassen, wurden während der ersten Bewilligungsphase gleichlaufend mit den Entwicklungsarbeiten am Versuchsstand theoretische Untersuchungen durchgeführt, um schon jetzt Aufschluß über die voraussichtliche Verhaltensweise der später im Versuch zu analysierenden Bauteile zu gewinnen. Die Einführung mathematischer Analysen in die Problematik mechanisch und thermisch beanspruchter Bauteile erbrachte eine Reihe von Einzelergebnissen und Erkenntnissen, die nicht nur in ihrer Art neu und wertvoll waren, sondern auch ihrerseits wieder in die laufende Planung des Versuchstandes einfließen.

In den baustoffkundlichen Projekten wurden begrenzte, aber zweckdienliche Verschiebungen der Arbeitsmethodik und der Priorität der verfolgten Einzelziele notwendig. Dies schlägt sich rein äußerlich darin nieder, daß eine Verlagerung von den ursprünglich nahezu ausschließlich vorgesehenen mechanisch-technologisch orientierten Untersuchungen zu Analysen der Festigkeits- und Verformungsphänomene auf physikalisch-chemischem Wege stattfand. Hinzu traten auch mathematisch-theoretische Untersuchungen, wenn sie sich gegenüber dem reinen Experiment als vorteilhaft zur Datengewinnung anboten.

Bedeutende Veränderungen im Ablauf der Forschungsarbeiten gegenüber dem ursprünglichen Antrag und den darin bekundeten Absichten stellten sich in zwei Bereichen des SFB ein:

Vorrangig zu nennen ist die Einstellung der Arbeiten am Projekt B 1 (vormals D), die in einer beträchtlichen persönlichen Überlastung des seinerzeitigen Projektleiters, Herrn o. Prof. Dr. rer. nat. H e n n i c k e , TU Clausthal, ihre Begründung hat. Hier ist der Fortgang der Dinge teilweise erst von der zugesagten Wiederaufnahme des Projektes - voraussichtlich in der 3. Bewilligungsperiode - zu erwarten. Soweit Einzelthemen aus diesem Projektbereich unaufschiebbar bearbeitet werden mußten, traten und treten hier die benachbarten Teilprojekte B 2 und B 3 (vormals E und F) ein. Der in diesem Bericht enthaltene Teilbericht zum Teilprojekt B 1 ist zunächst als Abschlußbericht des Teilprojektes B 1 zu betrachten.

Die zweite wesentliche Veränderung innerhalb des Berichtszeitraumes betrifft die Beteiligung der Hochschullehrer aus dem Bereich des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau. Die ursprüngliche Konzeption des SFB war ja darauf aufgebaut, daß neben dem derzeitigen Sprecher gewissermaßen als wissenschaftliche Grundausrüstung die Herren Prof. Diettrich, Eibl, Rehm und Waubke - alle dem Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau engstens verbunden - als maßgebende Mitarbeiter des SFB und als Initiatoren der gesamten Aktivitäten dauernd mitarbeiten. Nun ergab sich aber, daß Herr Prof. R e h m schon zu Anfang des Berichtszeitraumes einem Rufe an die Universität Stuttgart folgte. Die Wiederbesetzung dieses Ordinariats wurde zwar zum frühestmöglichen Zeitpunkt in Angriff genommen, eine Entscheidung hierüber ist aber z. Z. nicht in Aussicht.

Herr Prof. W a u b k e , der sich um die Organisation des SFB und um die baustoffkundlich orientierten Teilprojekte bemühte, ist einem Rufe an die Bundeswehrhochschule in München gefolgt. Herr Waubke ist zwar sehr daran interessiert, die hier begonnenen Arbeiten fortzusetzen und zum Abschluß zu bringen, doch kann eine Betreuung eines Teilprojektes über die Entfernung München/Braunschweig als Dauerzustand zeitlich nur begrenzt aufrecht erhalten bleiben.

Herr Prof. E i b l , der zwar unmittelbar kein Teilprojekt betreute, aber für das im ersten Bewilligungszeitraum zurückgestellte Teilprojekt G "Studien zu einer Sicherheitstheorie" vorgesehen war und damit spätestens im zweiten Bewilligungszeitraum als aktiver Mitarbeiter dringend benötigt worden wäre, hat vor kurzem einen Ruf an die Universität Dortmund angenommen und wird daher dem SFB in naher Zukunft nicht mehr zur Verfügung stehen. Dies ist auch deswegen sehr schmerzlich, weil Herr Eibl die theoretisch-konstruktiven Untersuchungen einer Mitarbeitergruppe des SFB besonders fruchtbringend beeinflußt hat.

Die Wegberufung von Herrn Prof. R e h m konnte schon bei den Anträgen zur ersten Förderungsperiode berücksichtigt werden; durch die Hinzugewinnung von Herrn Prof. R u g e , Institut für Schweißtechnik und Werkstofftechnologie der TU Braunschweig, ist in diesem Bereich der notwendige Ausgleich geschaffen worden.

Das Ausscheiden von Herrn Prof. W a u b k e konnte bei der Programmplanung des 1. Bewilligungsabschnittes nicht vorhergesehen werden. Umso wichtiger ist es, daß Herr Waubke die hier übernommenen Aufgaben zumindest zu Ende führen kann. Leider muß in diesem Zusammenhang festgestellt werden, daß es schwierig sein dürfte, hier einen nach Interessenlage und Qualifikation entsprechenden Nachfolger zu finden.

Die Rufannahme durch Herrn Prof. E i b l erfolgte erst im November 1974. Naturgemäß wird bei der Wiederbesetzung dieser Planstelle - ebenso wie bei der Nachfolge von Herrn Rehm und Herrn Waubke - größter Wert darauf gelegt werden, Persönlichkeiten zu finden, die nach ihrem wissenschaftlichen Hintergrund und ihren Neigungen nach im SFB mitwirken können.

Im Zusammenhang mit dem Erfahrungsaustausch mit ausländischen Wissenschaftlern ergab sich im Jahre 1973 die Möglichkeit, Herrn Prof. Frederick. V. L a w r e n c e , University of Illinois, Urbana-Champaign, USA, in Gastvorträgen in Braunschweig zu hören. In den anschließenden Diskussionen zeigte sich, daß Herr Lawrence nicht abgeneigt ist, für begrenzte Zeit im SFB mitzuarbeiten. Für den SFB wäre es ein großer Vorteil, einen auf einem Sondergebiet

qualifizierten Hochschullehrer gewinnen zu können, der als Projektleiter einen für das Brandverhalten von Stahlkonstruktionen bisher nicht bearbeiteten aber wesentlichen Teilaspekt aufgreifen könnte, nämlich Untersuchungen über die Konsequenzen des Hochtemperaturverhaltens von Schweißungen in Stahlkonstruktionen. Herr Prof. Lawrence würde damit ein Sonderthema in den Gesamtrahmen des SFB einbringen, das unseres Wissens nach von kaum einem Wissenschaftler im deutschsprachigen Raum vertreten werden könnte.

Hinsichtlich der Entwicklung im Personalbereich - insbesondere im Bereich der Beteiligung von Hochschullehrern - hat sich im Berichtszeitraum allerdings auch eine erfreuliche Verbreiterung der Basis des SFB eingestellt:

Neben der bereits erwähnten Gewinnung des Direktors des Instituts für Schweißtechnik und Werkstofftechnologie der TU Braunschweig, Herrn o. Prof. Dr.-Ing. R u g e , wurden auch die Herren o. Prof. Dr. techn. D o l e Ź a l , Institut für Wärme- und Brennstofftechnik der TU Braunschweig, als Nachfolger von Herrn Prof. Traustel und Herr o. Prof. Dr.-Ing. J e s c h a r , Institut für Wärmetechnik und Industrieofenbau der TU Clausthal, hinzugewonnen. Herr Doležal hat sich schon im Berichtszeitraum in die Leitung eines seinen Interessen gemäßen Projektes eingeschaltet. Der SFB ist damit einer Empfehlung der DFG gefolgt, Herrn Dr. Schneider von der Leitung eines zweiten Teilprojektes zu entlasten. Die Herren Jeschar und Ruge bringen ihrerseits Neuanträge ein.

Mit der Beteiligung dieser Wissenschaftler können zwar die entstandenen personellen Probleme nicht vollends gedeckt werden; auf der anderen Seite ist die - auch von der Deutschen Forschungsgemeinschaft stets empfohlene - Vermehrung der am Sonderforschungsbereich beteiligten Lehr- und Forschungseinrichtungen über die Grenzen von Institut, Fakultät und Hochschule hinaus weiter realisiert worden. In diesem Zusammenhang wird darauf hingewiesen, daß mit der Wiederbesetzung des Lehrstuhls für Steine und Erden der TU Clausthal (Nachfolge Prof. Dr.-Ing. L e h m a n n) ein weiterer Hochschullehrer in den räumlichen Einzugsbereich des SFB kommen wird, von dem Interesse zur Mitarbeit erwartet werden darf.

Der Lehrstuhl für Stahlbau an der TU Braunschweig ist z. Z. zur Wiederbesetzung ausgeschrieben. Der Sonderforschungsbereich würde es als Bereicherung des konstruktiven Projektbereiches begrüßen, wenn der neue Lehrstuhlinhaber sich zur Mitarbeit bereit fände. Jedoch können die Belange des Stahlbaues auch von den bereits tätigen Mitarbeitern in ausreichendem Umfang wahrgenommen werden.

Wenngleich die Arbeiten im Sonderforschungsbereich 148 erst Mitte des Jahres 1968 in Angriff genommen werden konnten und somit bis zur Vorlage dieses Berichtes nur eineinhalb Jahre Zeit für die konkrete Bearbeitung der bewilligten Projekte zur Verfügung stand, konnten die angestrebten Ziele doch weitgehend erreicht werden. Dessen ungeachtet wird bei der Beurteilung der hier nachfolgend vorgelegten Arbeitsergebnisse darum gebeten, die Kürze der zur Verfügung stehenden Bearbeitungszeit, die Anlaufschwierigkeiten und die konjunkturbedingten Engpässe der Zugewinnung geeigneter Mitarbeiter zu berücksichtigen.

1.2. Alphabetische Liste der im Sonderforschungsbereich beteiligten
Wissenschaftler

- Bechtold, R., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffkunde und
Stahlbetonbau, TU Braunschweig
- Bierbauer, N., Dipl.-Ing., Bauingenieurwesen, Institut für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau, TU Braunschweig
- Bödeker, W., Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffkunde und
Stahlbetonbau, TU Braunschweig
- Diettrich, Wiss. Rat u. Prof. Bauingenieur, Lehrstuhl für Stahlbeton und
Massivbau, TU Braunschweig
- Djamous, F., Dipl.-Ing. Mineralogie, Institut für Baustoffkunde und
Stahlbetonbau, TU Braunschweig
- Dobbernack, R., Dipl.-Ing. Institut für Wärme- und Brennstofftechnik,
TU Braunschweig
- Doležal, R., Prof. Dr.-Ing., Maschinenwesen, Institut für Wärme- und
Brennstofftechnik, TU Braunschweig
- Eibl, J., Prof. Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffkunde und
Stahlbetonbau, TU Braunschweig
- Ertingshausen, H., Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau, TU Braunschweig
- Haksever, A., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffkunde und
Stahlbetonbau, TU Braunschweig
- Henke, V., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Lehrstuhl für Stahlbeton und Massivbau,
TU Braunschweig
- Hennicke, H.W. Prof. Dr.rer.nat., Institut für Steine und Erden, TU Clausthal
- Heydemann, G., Dipl.-Ing., Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau,
TU Braunschweig
- ^{OTTO} Hönig, Dipl.-Ing., Institut für Wärme- und Brennstofftechnik, TU Braunschweig
- Hoffmann, F., Dipl.-Ing. Institut für Wärme- und Brennstofftechnik,
TU Braunschweig

- Jankó, B., - † -, Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, TU Braunschweig
- Kordina, K., Prof. Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, TU Braunschweig
- Klingsch, W., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, TU Braunschweig
- Krampf, L., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, TU Braunschweig
- Lämmke, A., Dr.-Ing. Chemiker, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, TU Braunschweig
- Lenoir, A., Dipl.-Ing., Mineraloge, Institut für Steine und Erden, TU Clausthal
- Meyer-Ottens, C., Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, TU Braunschweig
- Neisecke, J., Dr.-Ing., Physiker, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, TU Braunschweig
- Noack, I., Dipl.-Ing., Architektin, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, TU Braunschweig
- Rehm, G., Prof. Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, TU Braunschweig
- Schneider, U., Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, TU Braunschweig
- Schwick, W., Dipl.-Ing., Mineraloge, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, TU Braunschweig
- Traustel, S., Prof. Dr.-Ing., Institut für Wärme- und Brennstofftechnik, TU Braunschweig
- Waubke, N.V., Prof. Dr.-Ing., Laboratorium für Baustoffkunde, Hochschule der Bundeswehr München
- Wehling, D., Dipl.-Ing., Elektrotechnik, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, TU Braunschweig
- Weiß, R., Dipl.-Ing., Physiker, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, TU Braunschweig
- Wesche, J., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, TU Braunschweig

1.3. Forschungsarbeiten und Weitergabe der Ergebnisse

Das vom Sonderforschungsbereich vorgesehene und seit nunmehr eineinhalb Jahren bearbeitete Forschungsprogramm gliedert sich zwar - der äußeren Übersichtlichkeit halber und wegen der unterschiedlichen Interessen und Qualifikationen der beteiligten Wissenschaftler - formal in Projektbereiche und Teilprojekte. Daß es sich jedoch tatsächlich um ein unteilbares Ganzes handelt, hat sich während der bisherigen Arbeit des Sonderforschungsbereiches laufend gezeigt. Die Verflechtung der einzelnen Arbeitsprojekte untereinander, die sich sowohl in der gemeinsamen Nutzung von einzelnen Großgeräten als auch in der gemeinsamen Beteiligung von einzelnen wissenschaftlichen Mitarbeitern an verschiedenen Projekten niederschlägt, hat besonders in den Projektbereichen A (vormals A + B) und B (vormals D - F) zu einer mehr oder minder stark ausgeprägten Verwischung der Projektgrenzen geführt.

Der Projektbereich A trägt dem in dem hier vorgelegten Bericht bereits äußerlich Rechnung, indem ein gemeinsamer, nach sachlichen Gesichtspunkten gegliederter Gesamtbericht der Teilprojekte A1/A2 vorgelegt wird.

Im Projektbereich B waren ähnliche Verflechtungen von vornherein zwischen den Teilprojekten B1 und B2 wegen gemeinsamer Interessen im mineralogisch-chemischen Bereich und zwischen den Teilprojekten B2 und B3 wegen der gemeinsamen Nutzung einiger Großgeräte (Thermowaage, Röntgengerät) gegeben. Äußerlich schlägt sich dies u. a. darin nieder, daß die beiden Projektleiter B2 und B3 verschiedentlich gemeinsam publiziert haben. Soweit die Verflechtung zwischen dem Teilprojekt B1 und den beiden anderen baustoffbezogenen Teilprojekten betroffen ist, hat sich diese nachträglich als besonders günstig erwiesen, weil es nur so möglich war, die durch die vorläufige Einstellung des Teilprojektes B1 entstandene Lücke wenigstens teilweise auszufüllen.

Aber auch die Verflechtung der Projektbereiche ist aus der Arbeit des SFB nicht wegzudenken. Besonders die theoretisch-rechnerisch angelegten Arbeiten des konstruktiven Bereiches stützen sich notwendigerweise laufend auf zufließende materialkundliche Daten, die in den baustoffbezogenen Projekten erarbeitet wurden. In gleichem Umfange ist für die Zukunft zu erwarten, daß die von den wärmetechnischen Teilprojekten gewonnenen Ergebnisse direkt in die rechnerischen Ansätze über das Brandverhalten von Konstruktionen einfließen.

Es wird als Nebenabsicht der Deutschen Forschungsgemeinschaft bei der Einrichtung von Sonderforschungsbereichen angesehen, engere Verflechtungen verwandter wissenschaftlicher Einrichtungen herbeizuführen. Im näheren Einzugsbereich der TU Braunschweig ist das zum Zeitpunkt der Berichterstattung bereits weitgehend realisiert und aus der Arbeit des Sonderforschungsbereiches nicht mehr wegzudenken. Interdisziplinäre Forschungsarbeiten, die letztlich ja nur durch die Konzentration von Mitteln möglich werden, wie sie einem SFB gemäß ist, führen dabei nicht nur zu einer ständigen gegenseitigen Beeinflussung der ausgeführten und geplanten Arbeiten, sondern ebenso auch zu einer Bereicherung der Lehre. Es ist vorstellbar, daß in nicht allzu ferner Zukunft schwerpunktartig Vertiefungsvorlesungen angeboten und auch Diplomarbeiten aus dem Arbeitsbereich des Sonderforschungsbereiches an Studierende mehrerer Fakultäten ausgegeben werden können.

Eine über den internen Rahmen der Forschungsarbeiten hinausgehende Aufgabe sieht der Sonderforschungsbereich auch darin, die Arbeit in verschiedenster Form der Öffentlichkeit zugänglich zu machen. In der für wissenschaftliche Arbeiten üblichen Form geschieht dies bereits durch die Herausgabe einer eigenen Schriftenreihe, von der bislang drei Hefte erschienen sind und ein weiteres im Druck ist. Ein anderer Weg zur Verbreitung der gewonnenen Erkenntnisse wäre der über

Öffentliche Vortragsveranstaltungen oder ein regelmäßiges Kontaktstudium für Externe. Dabei wäre zu unterscheiden zwischen

- der Form des öffentlichen, wissenschaftlichen Kolloquiums mit vorzugsweise internationaler Beteiligung
- der Form eines in kompakter Form (Kurzkurs) angebotenen Kontaktstudiums für Absolventen der Hochschulen und Fachhochschulen, die im Bereich des konstruktiven Ingenieurbaus, der Bauaufsicht, der Sachversicherungen und der Brandbekämpfung tätig sind, und
- der Form eines regulären Studienganges für Studenten des konstruktiven Ingenieurbauwes und Gasthörer aus den bereits benannten Bereichen.

Selbstverständlich bergen alle diese im Grunde notwendigen Formen der Wissensvermittlung, die sich an unterschiedlich Interessierte wenden und daher in Form und Niveau auch unterschiedlich abgestuft sein müssen, stets das Problem der Finanzierung in sich. Die Deutsche Forschungsgemeinschaft hat bei der Bewilligung der Mittel für den Sonderforschungsbereich 148 dankenswerterweise die Voraussetzungen für die Realisierung der Schriftenreihe geschaffen. Die Entwicklung von Vortragsveranstaltungen in einer der Bedeutung des SFB angemessenen Form und unter Beteiligung der namhaften Fachkollegen aus dem In- und Ausland würde allerdings - selbst in sehr großen zeitlichen Abständen und in sehr kompakter Form realisiert - Kosten in anderer Größenordnung verursachen. Nach dem derzeitigen Stand der Untersuchungen kann abgeschätzt werden, daß etwa in der Mitte des nächsten Bewilligungszeitraumes die Menge gewonnener Erkenntnisse an solchen Veranstaltungen nicht nur rechtfertigen, sondern eigentlich notwendig machen würde. Der Sprecher des Sonderforschungsbereiches sieht sich bereits seit geraumer Zeit Anfragen aus allen genannten Interessenbereichen gegenüber, die eine direkte Vermittlung entsprechend aufbereiteter Ergebnisse und Erfahrungen an die Anwender als erforderlich bezeichnen.

Im Zusammenhang mit der Frage der Finanzierung solcher zentraler Anliegen des Sonderforschungsbereiches kann nicht verschwiegen werden, daß die Hoffnungen, die der Sprecher und die Mitglieder an eine angemessene Unterstützung des Sonderforschungsbereiches durch das Land Niedersachsen geknüpft hatten, nicht in dem zunächst als erreichbar angesehenen Umfange verwirklicht wurden. Zwar wurde die für die Erstellung des Versuchsstandes für Stützen und Rahmen unbedingt benötigte "Wetterhülle" aus Landesmitteln unter Beteiligung des Bundes finanziert, doch konnten darüber hinausgehende Leistungen im Sinne der von der Deutschen Forschungsgemeinschaft gewünschten Grundausstattung - z. B. der Bau und die Einrichtung von Büroräumen für neue Mitarbeiter - bislang nur aus den von vornherein knappen Mitteln des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau erstellt werden. Der seit Jahren schon an das Land Niedersachsen gerichtete Wunsch auf Gewährung einiger weniger, für die Pläne des Sonderforschungsbereiches aber wichtiger Personalplanstellen als Grundausstattung im Bereich der wissenschaftlichen Betreuung des Vorhabens wurde bisher nicht erfüllt.

Angesichts des Wegganges einiger bisher im Sonderforschungsbereich tätig gewesener Hochschullehrer macht sich diese personelle Minderausstattung z. Z. besonders nachteilig bemerkbar.

Die bestehende Mangelsituation an Personalplanstellen in der gesamten TU Braunschweig hat im übrigen dazu geführt, daß bei der Aufstellung der "Prioritätenliste" im Bereich der Fakultät für Bauwesen die Anliegen des Sonderforschungsbereiches nicht mit erfaßt werden konnten mit der verständlichen Begründung, daß diese Leistungen des Landes aus einem Sondertitel des Kultusministeriums zu bestreiten wären und nicht zu Lasten aller anderen Forschungseinrichtungen der TU gehen dürften.

1.4. Aktivitäten des Sonderforschungsbereiches 148

1.4.1. Interne Aktivitäten

5. 4. 1972 Gutachtersitzung
9. 5. 1972 Gründungsprotokoll, Konstituierung nach der Geschäftsordnung
2. 3. 1973 Mitgliederversitzung: Besprechung allgemeiner Richtlinien für die Arbeit des SFB
20. 3. 1973 Sitzung: Forschungsarbeiten, Zeitplan, Finanzierungs-, Personal-, Raumfragen
6. 11. 1973 Mitgliederversammlung:
- a) Bericht über Forschungsarbeiten
 - b) Neue Projekte
 - c) Antragstellung (Vorbereitung) für April 1974
 - d) Personal- u. Raumfragen
 - e) Vorbereitung von Ergänzungswahlen der Mitglieder im SFB
12. 3. 1974 Mitgliederversammlung:
- a) Bericht über Wetterhülle
 - b) Stand der Projekte
 - c) Beratung über neue Projekte
 - d) Vorlage überschlägiger Finanzierungspläne 1975/77
 - e) Allgemeine Fragen
26. 6. 1974 Wahlversammlung und Neuwahl der Mitglieder
8. 11. 1974 1. Vorbereitungssitzung zur Gutachtersitzung
14. 11. 1974 2. Vorbereitungssitzung zur Gutachtersitzung
28. 11. 1974 3. Vorbereitungssitzung zur Gutachtersitzung
5. 12. 1974 Haushaltssitzung der Projektleiter
12. 12. 1974 Haushaltssitzung der Projektleiter

1.4.2. Externe Aktivitäten

24. 2. 1972 Tagung des Hauses der Technik in Essen: Teilnehmer:
Dr.-Ing. Meyer-Ottens, Referat über den Vorbeugenden
Brandschutz im Hochbau.
- 17./20. 4. 1972 Symposium ISO/TC 92 WG 3, WG 10, WG 11 in Braunschweig.
Teilnehmer: Prof. Kordina (Chairman), Dipl.-Ing. Wesche,
Dipl.-Ing. Krampf.
- 18./20. 4. 1972 Arbeitssitzung: Baulicher Brandschutz im Industriebau
(DIN 18 230) in Braunschweig. Teilnehmer: Dr.-Ing. Schneider
Dr.-Ing. Meyer-Ottens.
21. 4. 1972 Arbeitssitzung der FIP Commission Fire Resistance in
Braunschweig. Teilnehmer: Prof. Kordina (Chairman),
Dipl.-Ing. Krampf.
- 15./19. 5. 1972 Arbeitstagung der CIB Commission WG 14 in Stockholm.
Teilnehmer: Prof. Kordina, Dr.-Ing. Meyer-Ottens,
Dr.-Ing. Schneider.
- 26.6./2. 7. 1972 Ausstellung "Der Rote Hahn" in Frankfurt. Teilnehmer:
Dr.-Ing. Meyer-Ottens, Dipl.-Ing. Wesche.
1. 2. 1973 Podiumsgespräch Fachverband Gasbetonindustrie in Wiesbaden.
Teilnehmer: Dr.-Ing. Meyer-Ottens, Referat: "Baulicher
Brandschutz mit Gasbeton".
- 22./23. 3. 1973 Arbeitssitzung FIP-Commission Fire Resistance. Teilnehmer:
Prof. Kordina (Chairman), Dipl.-Ing. Krampf.

- 26./27. 3. 1973 Arbeitstagung ISO/TC 92 WG 11 in Paris. Teilnehmer:
Prof. Kordina (Chairman), Dipl.-Ing. Wesche.
- 17./18. 4. 1973 Arbeitssitzung Baulicher Brandschutz im Industriebau
(DIN 18 230) in Wiesbaden. Teilnehmer: Dr.-Ing. Schneider.
- 2./3. 5. 1973 Arbeitssitzung der EKS Kommission 3 in Baden-Baden.
Teilnehmer: Dipl.-Ing. Krampf.
17. 5. 1973 Arbeitssitzung ILDA in Delft. Teilnehmer: Dr.-Ing. Meyer-Ottens.
18. 5. 1973 FIP-Meeting in London (Thema: Spalling). Teilnehmer:
Dr.-Ing. Meyer-Ottens.
4. 6. 1973 Vortragsveranstaltung Christian Holzäpfel K.G. in Horb.
Teilnehmer: Dr.-Ing. Meyer-Ottens, Referat über den Brand-
schutz mit Trennwänden.
- 14./15. 6. 1973 Arbeitssitzung der EKS-Kommission 3 in Mailand. Teil-
nehmer: Dipl.-Ing. Krampf
14. 9. 1973 Neuwieder Gespräche 1973. Teilnehmer: Dr.-Ing. Meyer-Ottens
Referat über den Brandschutz von Decken und Dächern.
- 18./21. 9. 1973 Int. RILEM/IUPAC-Symposium in Prag. Teilnehmer
Prof. Waubke, Dr.-Ing. Schneider; Vortrag über "Tensile
stresses in concrete due to fast vapour flow."
- 8./12. 10. 1973 Plenary Meeting ISO/TC 92 in Rom. Teilnehmer:
Prof. Kordina (Chairman), Dipl.-Ing. Wesche.
10. 10. 1973 Arbeitssitzung ILDA in Rom. Teilnehmer: Dipl.-Ing. Wesche.
- 18./20. 10. 1973 4. Int. Brandschutzseminar in Zürich. Teilnehmer:
Prof. Kordina, Dr.-Ing. Schneider. Vortrag von Prof. Kordi-
über "Zusammenhang von Brandrisiko und feuerpolizeilichen
Sicherheitsbestimmungen mit dem Brandverhalten von Bauteile."

23. 10. 1973 Vortragsveranstaltung der ETERNIT-A.G. in Berlin.
Teilnehmer: Dr.-Ing. Meyer-Ottens, Referat über Brand-
schutz im Hochbau.
- 8./9. 11. 1973 Arbeitssitzung: Baulicher Brandschutz im Industriebau
(DIN 18 230) in Berlin. Teilnehmer: Dr.-Ing. Schneider.
- 28./30. 11. 1973 VDI-Tagung "Kunststoffe im Bauwesen" in Braunschweig.
Teilnehmer: Prof. Kordina, Dipl.-Ing. Krampf; Vortrag
über das "Brandverhalten von Kunststoffen in Bauteilen".
24. 1. 1974 Tagung Arbeitsausschuß DIN 4102 in Braunschweig.
Teilnehmer: Prof. Kordina (Obmann), Dr.-Ing. Meyer-Ottens.
- 20./21. 2. 1974 Tagung Arbeitsausschuß DIN 4102 in Berlin. Teilnehmer:
Prof. Kordina (Obmann), Dr.-Ing. Meyer-Ottens.
- 25./26. 3. 1974 Arbeitstagung ISO/TC 92 WG 11 (Techn. Comm.: Fire Tests on
Building Materials and Structures) in London. Teilnehmer:
Prof. Kordina (Chairman), Dipl.-Ing. Wesche.
- 1./5. 4. 1974 Arbeitstagung der CIB-Commission WG 14 in Braunschweig.
Einladung und Organisation: Institut für Baustoffkunde und
Stahlbetonbau der TU Braunschweig/SFB 148. Teilnehmer:
Mitglieder und Mitarbeiter des SFB 148.
17. 4. 1974 5. Sitzung der SVA "Dämmschichtbildende Brandschutzbeschich-
tungen in Braunschweig. Teilnehmer: Prof. Waubke, Dr.-Ing.
Neisecke.
- 2./3. 5. 1974 Vortragsveranstaltung Deutscher Stahlbauverband in Koblenz.
Teilnehmer: Dr.-Ing. Meyer-Ottens, Vortrag über "Grundlagen
des Baulichen Brandschutzes".

16. 5. 1974 VDMA-Tagung in Zürich. Teilnehmer: Dr.-Ing. Meyer-Ottens.
26. 5. - 1. 6. 74 7. Int. FIP-Kongreß in New York. Teilnehmer: Prof. Kordina (Chairman, Commission Fire Resistance), Generalbericht vor der Vollversammlung: "Die Entwicklung internat. Brandschutznormen". Dr.-Ing. Schneider, Vortrag: "Physical properties of concrete at elevated temperatures".
- 16./20. 9. 1974 C.I.S.E. Symposium in Milano. Teilnehmer: Dipl.-Ing. Kling
Vortrag: "Discrete Methods in Engineering".
20. 9. 1974 Arbeitssitzung: Baulicher Brandschutz im Industriebau (DIN 18 230) in Berlin. Teilnehmer: Dr.-Ing. Schneider.
20. 9. 1974 VDZ-Tagung in Hamburg. Teilnehmer: Prof. Kordina, Vortrag über das "Verhalten von Beton unter hohen Temperaturen".
- 18./19. 10. 1974 Int. Symposium der Europäischen Konvention für Stahlbau in Den Haag. Teilnehmer: Dipl.-Ing. Bechtold, Dr.-Ing. Meyer-Ottens, Dr.-Ing. Schneider, Dipl.-Ing. Wesche.
24. 10. 1974 2. Fachtagung des Werksfeuerwehrverbandes in Essen. Teilnehmer: Dipl.-Ing. Krampf, Vortrag über die "Feuerwiderstandsdauer von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen".
- 20./21. 11. 1974 Arbeitstagung ISO/TC 92 WG 11 in Paris. Teilnehmer: Prof. Kordina (Chairman), Dipl.-Ing. Wesche.
- 19./20. 12. 1974 Arbeitsausschuß: Baulicher Brandschutz im Industriebau (DIN 18 230) in Berlin. Teilnehmer: Dr.-Ing. Schneider.

1.5. Öffentliche Kolloquien

Aufgrund des relativ kurzen Förderungszeitraums hat es sich nicht angeboten, im Rahmen eines öffentlichen Kolloquiums über die Arbeitsergebnisse des SFB zu berichten. Es ist jedoch geplant, in Kürze mit einem derartigen Kolloquium an die Öffentlichkeit zu treten. Als voraussichtlicher Termin kann der 11. April 1975 genannt werden. Dieser Termin ist u. a. mit dem Deutschen Ausschuss für Stahlbeton abgesprochen, so daß mit einer angemessenen Teilnehmerzahl gerechnet werden kann.

In dem geplanten Kolloquium soll über die Arbeiten und Ergebnisse des SFB 148 in praxisnaher Form berichtet werden. Es ist geplant, im Rahmen dieses Fachkolloquiums etwa 6 bis 10 Vorträge anzubieten.

Es wird angenommen, daß an diesem Fachkolloquium etwa 100 Fachleute aus dem In- und Ausland teilnehmen. Die einzelnen Themen werden so ausgewählt, daß möglichst viele Bereiche des baulichen Brandschutzes in die Vorträge einbezogen werden können. Die Vortragsveranstaltung wird deshalb sowohl für den praktisch tätigen konstruktiven Ingenieur, als auch für den in der Bauaufsicht tätigen Beamten von Interesse sein und darüber hinaus den wissenschaftlich orientierten Hörern einen Einblick in interfakultative Forschungen auf dem Gebiet des baulichen Brandschutzes geben.

1.6. Schriftenreihe des Sonderforschungsbereiches 148

Um der Öffentlichkeit die im SFB 148 erzielten Ergebnisse zugänglich zu machen, gibt der Sonderforschungsbereich eine Schriftenreihe heraus, in der Mitarbeiter des SFB über in sich abgeschlossene Themen und Arbeiten im Rahmen der allgemeinen Aufgabenstellung "Brandverhalten von Bauteilen" berichten. Diese Schriften werden in größerer Zahl aufgelegt und Universitäten, Institutionen verwandter Forschungseinrichtungen und interessierten Fachleuten zugesandt. Sie sollen einerseits den technisch-wissenschaftlichen Stand dokumentieren, andererseits jedoch auch zu konstruktiver Kritik und zu Ratschlägen aus anderen Institutionen anregen.

Bisher sind folgende Schriften erschienen:

- | | |
|--------|--|
| Heft 1 | Kordina, K., und Waubke, N.V.:
Der Sonderforschungsbereich 148 - Struktur und Ziele. |
| Heft 2 | Waubke, N.V.:
Über einen physikalischen Gesichtspunkt der Festigkeitsverluste von Portlandzementbetonen bei Temperaturen bis 1000 °C. |
| Heft 3 | Schneider, U.:
Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbeton bei hohen Temperaturen. |
| Heft 4 | N.N.:
In Vorbereitung ist ein Bericht aus dem konstruktiven Bereich. |

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Projektbereich A (vormals Teilprojekte A und B)

Kennwort: Bauteile

beteiligte Wissenschaftler: Dipl.-Ing. Bechtold

Dipl.-Ing. Bierbauer

Prof. Dr.-Ing. Eibl

Dipl.-Ing. Haksever

Dipl.-Ing. Heydemann

Prof. Dr.-Ing. Kordina

Dipl.-Ing. Klingsch

Dipl.-Ing. Krampf

Dr.-Ing. Meyer-Ottens

Dipl.-Ing. Noack

Dip..-Ing. Wesche

Fortschrittsbericht für den Zeitraum 1973 - 1974

Bezug: Antrag vom 28. 2. 1972, Seiten 40 - 62

Projektbereich A

Zum Projektbereich A sind zwei Teilprojekte zusammengefaßt:

A 1 (früher A) - Brandverhalten von Stützen und Wänden in Zusammenhang mit biegebeanspruchten Bauteilen

A 2 (früher B) - Brandverhalten von Flächentragwerken, insbesondere Deckenkonstruktionen aus Stahlbeton und Spannbeton.

Bis heute ist es im Regelfall nur möglich, Einzelbauteile für die Katastrophenbeanspruchung "Brand" zu bemessen. Untersuchungen über das Zusammenwirken ganzer Bauwerke oder Bauwerksabschnitte sind nur vereinzelt durchgeführt worden. Zielsetzung des Projektbereichs A ist daher, auf breiterer Basis das Brandverhalten sich gegenseitig beeinflussender Bauteile auf theoretisch-rechnerischem wie auf experimentellem Wege zu erforschen. Dazu werden zunächst die in den Titeln der Teilprojekte genannten Konstruktionstypen herangezogen. Eine Auswertung auf komplexe, räumliche Tragwerke soll später erfolgen.

Die Mitarbeiter der Teilprojekte A1 und A2 stehen in dauerndem Gedankenaustausch miteinander. Durch die enge Verknüpfung der Aufgabenstellung beider Teilprojekte, die aus den Titeln zwar nicht unmittelbar hervorgeht, jedoch in den ausführlichen Darstellungen der Teilprojekte im Förderungsantrag 1972 anklingt, stellte sich im Berichtszeitraum 1973/74 heraus, daß es der gemeinsamen Arbeit eher förderlich war, auf eine deutliche Abgrenzung der Belange A1 - A2 zu verzichten.

Aus diesem Grunde werden die einzelnen, hier vorgelegten Arbeitsberichte nicht nach den beiden Teilprojekten unterteilt, sondern in thematisch sinnvoller Reihenfolge als zur Projektgruppe A gehörend präsentiert.

Übersicht über das Teilprojekt A1

Ziel und Aufgabe des Teilprojektes A1 ist es, wie in den beiden Finanzierungsanträgen dargelegt, für typische Tragsysteme, bestehend aus tragenden Stützen oder Wänden und unmittelbar anschließenden waagerechten, biegebeanspruchten Deckenkonstruktionen das Trag- und Verformungsverhalten unter Brandangriff zu verfolgen und so genau wie möglich experimentell wie auch rechnerisch zu erfassen, um zu allgemein gültigen Erkenntnissen zu gelangen.

Das Schwergewicht wird auf die Erfassung der Vorgänge in den vertikalen Baugliedern gelegt, für die systematische Untersuchungen bis heute völlig fehlen.

Die Planungen für den neu zu errichtenden Versuchsstand, der für den experimentellen Teil des Teilprojektes A1 notwendig ist, wurden dem DFG-Gutachtergremium am 5. 4. 1972 vorgestellt. Dieses Gremium empfahl eine Vergrößerung des Prüfstandes, wodurch die Untersuchungsmöglichkeiten wesentlich erweitert werden konnten. Da sich die Deutsche Forschungsgemeinschaft zur Übernahme der Mehrkosten bereit erklärte, wurde die Empfehlung aufgegriffen, und neue Pläne wurden erstellt. Die abgeänderte, erweiterte Version des Stützen- und Rahmenversuchsstandes ist schematisch im Förderungsantrag des SFB 148 vom April 1974 dargestellt.

Im Berichtszeitraum wurde mit der Ausführung der Anlage begonnen. Die Arbeiten wurden, sobald die Finanzierung im wesentlichen gesichert war, zügig durchgeführt, so daß bis Ende Dezember 1974 die Brandkammer fast fertig sein wird. Die Montage der Belastungseinrichtungen geht teilweise parallel mit dem Bau des Ofens einher und wird Anfang 1975 abgeschlossen werden können. Nach Installation der Beheizungsanlage und der Meß- und Steuereinrichtungen rechnen wir mit dem ersten Probelauf der Anlage noch vor Ende des ersten Halbjahres 1975.

Gleichzeitig mit dem Versuchsstand wurden dessen Wetterhülle und Büroräume für Mitarbeiter des SFB 148 errichtet. Diese Baumaßnahmen wurden nicht mit Mitteln der DFG finanziert.

Die Planungsarbeiten, Erarbeitung konstruktiver Details und schließlich Vorbereitung und Durchführung der Bauarbeiten haben mehrere Mitarbeiter des Sonderforschungsbereichs und des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig stark in Anspruch genommen. Nur durch intensiven Erfahrungs- und Meinungsaustausch auch mit Kollegen, die nicht unmittelbar am Teilprojekt A1 beteiligt sind, war die Konzeption und detaillierte Ausarbeitung der Anlage überhaupt möglich.

Die Versuche sollen an Stützen bzw. Rahmenstielen mit Riegelanschluß und an Stützen mit anschließenden horizontalen Bauteilen (Unterzügen, Rahmenriegeln, Deckenelementen) - zunächst aus Stahlbeton - in praxisnaher Größe durchgeführt werden, da ein befriedigendes Modellgesetz bis heute noch nicht gefunden werden konnte und auch - zumindest für Bauteile aus dem Baustoff Stahlbeton - vorläufig nicht erreichbar ist.

Für alle Versuchsserien wird die Stützengeometrie - Querschnitt, Knicklänge, Schlankheit - variiert. Bei den horizontal anschließenden Bauteilen werden ebenfalls die für das Brandverhalten maßgebenden Parameter - je nach speziellem Versuchsziel - verändert. Im besonderen wird dem Einfluß der Randbedingungen (Dehnungsbehinderung der Stütze, Endeinspannung von Stiel und Riegel) besondere Beachtung geschenkt werden.

Die Wärmebeaufschlagung erfolgt vorerst nach der Einheitstemperaturkurve gemäß DIN 4102 Blatt 2 (identisch mit ISO DIS 834). Später sollen jedoch auch andere Temperatur-Zeit-Verläufe miteingeführt werden.

Die Beflammung wird insofern variiert, als eine oder mehrere Stützenseiten dem unmittelbaren Feuerangriff ausgesetzt werden. Wird anstelle der Stütze ein Wandstreifen eingeführt, erfolgt die Befeuerng zunächst nur "von innen".

Als notwendige Teiluntersuchung zur Hauptaufgabe wurden - ähnlich wie dies im Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig für Balkenquerschnitte vor Jahren bereits durchgeführt wurde -

die Temperaturfelder in zahlreichen brandschutztechnisch repräsentativen Stahlbeton-Stützenquerschnitten bei Beanspruchung entsprechend der Einheits-temperaturkurve ermittelt. Über diese Erwärmungsversuche wird ein besonderer Bericht hier vorgelegt.

Weitere Grundlage für die im Teilprojekt A1 zu bewältigenden Aufgaben bildet gesicherte Kenntnis des Werkstoffverhaltens für die zu untersuchenden Beanspruchungsfälle.

Diese unbedingt notwendigen und nur mit erheblichem Aufwand zu ermittelnden Kenngrößen sollen im Rahmen der Teilprojektgruppe B (Baustoffe) erforscht werden.

Selbstverständlich ist die Versuchsanlage nicht auf die Untersuchung von Stahlbetonbauteilen beschränkt. Die Einbeziehung anderer Baumaterialien, insbesondere Stahl, ist vorgesehen.

Theoretisch-rechnerische Vorarbeiten lieferten Daten über die im Versuchstand aufzubringenden bzw. aufzunehmenden Kräfte und deren während des Brandversuchs zu erwartende Umlagerungen.

Übersicht über das Teilprojekt A2

Wie in den Finanzierungsanträgen des Sonderforschungsbereichs 148 von 1972 und 1974 bereits ausgeführt wurde, ist das Hauptziel des Teilprojektes A2, sowohl theoretisch-rechnerisch als auch experimentell das Verhalten von Bauwerksabschnitten unter Brandeinwirkung zu studieren. Zwei Beanspruchungsfälle sind dabei grundsätzlich zu unterscheiden:

1. Der betrachtete Bauwerksabschnitt steht voll unter Feuerangriff und hat bei temperaturbedingt veränderten Baustoffeigenschaften gewissen Kriterien hinsichtlich der Tragfähigkeit, des Raumabschlusses usw. zu genügen,
2. Es wird nur ein Teil des Bauwerksabschnitts direkt vom Brand beansprucht, wodurch Wechselwirkungen zwischen diesem und den umgebenden kühleren Bereichen entstehen.

Im theoretischen Teil der Arbeiten wird nach folgendem Arbeitsprogramm vorgefahren:

1. Rechnerische Bestimmung der Verformungen verschiedener typischer ebener Systeme unter gleichmäßiger oder partieller Brandbeanspruchung,
2. Rechnerische Ermittlung der Zwangskräfte, die bei den ausgewählten Systemen durch Verformungsbehinderung durch das System selbst oder durch angrenzende Bauteile entstehen,
3. Weiterverfolgung der ermittelten Zwangskräfte einmal in den brandbeanspruchten Systemen selbst unter Einbeziehung der Schnittgrößen aus Gebrauchsbeanspruchung mit dem Ziel, den Bruchzeitpunkt zu ermitteln, und andererseits in den angrenzenden Bauteilen, ebenfalls zusammen mit den Lastschnittgrößen mit dem Ziel, sowohl die Verformung als auch den eventuellen Versagenszeitpunkt der nicht vom Brand beanspruchten Bauteile zu erfassen.

Für die Verfolgung dieser Ziele wurden zunächst zwei Modelle als geeignet angesehen. An diesen Modellen wird z. Z. gearbeitet, und detaillierte Arbeitsberichte darüber werden hier vorgelegt. Es handelt sich um einen einhüftigen Rahmen, der stellvertretend für einen beliebigen, in vertikaler Ebene geführten Ausschnitt aus einem Gebäude betrachtet wird., und ein ebenes Flächentragwerk, das unter partieller Brandbeanspruchung steht.

Derzeit werden die Rechenprogramme unter Zugrundelegung einer Brandbeanspruchung durch die Einheitstemperaturkurve gemäß DIN 4102 bzw. ISO DIS 834 entwickelt. Es ist jedoch ohne grundsätzliche Schwierigkeiten möglich, für besondere Untersuchungen auch andere, natürlichen Bränden entsprechende Beanspruchungen anzusetzen.

Untersucht werden z. Z. Systeme aus Stahlbeton. Die durch die Arbeitsergebnisse des SFB-Teilprojektes B 3 (Verformungsverhalten von Beton bei hohen Temperaturen) bereits wesentlich verbesserten Kenntnisse der temperaturbeeinflussten Materialeigenschaften des Betons sind Grundlage wirklichkeitsnäher Erfassung der Probleme. Es wäre wünschenswert, wenn Teilergebnisse des jetzt beantragten Teilprojektes B 4 (Verformungsverhalten von Beton- und Spannstählen bei hohen Temperaturen) bald verfügbar wären.

Eine Erweiterung der Untersuchungen auf Systeme, in denen auch Spannbetonbauteile vorhanden sind, ist geplant. Selbstverständlich sollen in Zukunft auch Stahlkonstruktionen erfaßt werden. Das Rechenprogramm für den einhüftigen Rahmen wäre dafür anwendbar, würde sich sogar wesentlich vereinfachen.

Durch den geplanten experimentellen Teil des Teilprojektes A2 sollen die theoretisch erarbeiteten Ergebnisse in Großversuchen überprüft, bestätigt oder korrigiert werden. In erster Linie dient dazu der im Bau befindliche Rahmenversuchsstand des Teilprojektes A1. Eine weitere Versuchseinrichtung ist konzipiert und ihre Finanzierung für 1975 beantragt. Dabei handelt es sich um einen horizontalen Rahmen, durch den die Dilatation von brandbeanspruchten flächenartige Bauteilen beschränkt werden kann. Er ergänzt das im Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig vorhandene Brandha für horizontale Bauteile.

Zu den Arbeitsberichten

Im folgenden werden 5 Einzelarbeitsberichte vorgelegt:

- I - Rechnerische Ermittlung der Tragfähigkeit der Biegedruckzone im negativen Momentenbereich durchlaufender Stahlbetonbalken bei Brandbeanspruchung nach DIN 4102.

Diese Arbeit wurde im Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig als Einzelaufgabe - nicht mit Mitteln der DFG - durchgeführt. An dieser Stelle ist sie als Beitrag zur Vorbereitung der eigentlichen Forschungsprojekte des Sonderforschungsbereichs 148 zu sehen. Die Abweichungen der Resultate von denen entsprechender experimenteller Untersuchungen sind noch beträchtlich, da z. B. die inzwischen durch die Arbeiten des Projektbereichs B wesentlich besser bekannten Materialdaten noch nicht verwendet werden konnten.

- II - Traglastberechnung thermisch belasteter Stahlbeton-Druckglieder unter Anwendung einer zwei- und dreidimensionalen Diskretisierung.

Auch dieser Bericht wird vorgestellt zum besseren Überblick über die vom Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig geleisteten Vorarbeiten für den Sonderforschungsbereich. Die Forschungsaufgabe wurde von anderer Seite finanziell gefördert und wird auch unabhängig vom Sonderforschungsbereich zum Abschluß gebracht. Wertvolle Ergebnisse dieser Arbeit fließen unmittelbar in die Untersuchungen des Sonderforschungsbereichs ein.

- III - Versuche zum Erwärmungsverhalten von Stahlbetonstützen.

Hier wird über Brandversuche mit Wärmebeaufschlagung gemäß DIN 4102 berichtet, die einerseits zur Kontrolle der erarbeiteten Querschnitts-Erwärmungsprogramme durchgeführt wurden, andererseits den Einfluß verschiedener Parameter, besonders der Stellung der Stütze im Brandraum in Bezug zu den umgebenden Wänden erkunden sollten.

IV - Rechnerische Untersuchung des Tragverhaltens von einfach statisch unbestimmten Stahlbetonrahmen unter Brandbeanspruchung.

Hier wird über die Arbeit an einem der Hauptthemen des Projektbereichs A berichtet: dem einhäufigen Rahmen, der als stellvertretend für ein größeres System gelten kann und der in dem neuen Prüfstand experimentell untersucht werden soll.

V - Entwicklung und Verteilung von axialen Zwangskräften in Stahlbeton-Flächentragwerken bei partieller Brandbeanspruchung.

Das zweite Zentralthema des Projektbereichs A wird in diesem Beitrag vorgestellt: das Verhalten einer Deckenscheibe, von der ein Teil einem Brandangriff ausgesetzt ist, während die umgebenden, kühleren Bereiche noch in der Lage sind, Zusatzbeanspruchungen zu übernehmen.

A1/A2 - 0 - 10

V e r ö f f e n t l i c h u n g e n

B e r i c h t e

- Bechtold, R.: "Untersuchungen über das Verhalten von Spannleichtbetonkonstruktionen unter Feuerangriff".
Bericht des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig an das Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, August
- Eibl, J.: Studie zur Erfassung spezieller Betoneigenschaften im
Klingsch, W., Reaktordruckbehälterbau.
Rieche, G. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 237, Berlin 1974.
Klingsch, W.
Schneider, U.:
- Kordina, K.: "Über den Zusammenhang von Brandrisiko und feuerpolizeilichen Sicherheitsbestimmungen mit dem Brandverhalten von Bauteilen".
4. Internationales Brandschutzseminar, 19. 10. 1973 in Zü
- Kordina, K.: "Zur Frage des Brandrisikos in Hochhäusern".
Festschrift Prof. ir. Herpol 1974 anlässlich des 70. Geburtstages zusammengestellt von ISO/TC 92.
- Kordina, K., und
Klingsch, W.: Tragverhalten brandbeanspruchter Stahlbetonstützen.
IVBH, Band 16, Quebec 1974.
- Kordina, K., und
Klingsch, W.: Failure load of slender reinforced concrete columns under elevated temperatures using a two and three dimensional discretisation.
ETAS-Libri, Milano, 1974.
- Kordina, K., und
Klingsch, W.: Rechnerische Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer von schlanken Stahlbetonstützen.
Deutsche Konferenz Hochhäuser, Mainz (erscheint 1975)
- Kordina, K.,
Haksever, A.,
Klingsch, W.,
Schneider, U.: Zur Berechnung von Stahlbetonkonstruktionen im Brandfall.
Schriftenreihe des SFB 148, Heft 1 (erscheint 1975).
- Klingsch, W.: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetonstützen mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung.
Dissertation TU Braunschweig, (Veröffentlichung in Kürze)
- Klingsch, W.: Traglastabminderung von Stahlbetonstützen unter Feuerangriff: vorläufiger Endbericht zum Forschungsauftrag des Bundesministeriums für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau (az.: B II 9 - 81 07 05 - 180),
erstattet von W. Klingsch, März 1974.

- Krampf, L.: "Flächentragwerke unter Brandbeanspruchung".
Bericht des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der TU Braunschweig an den Deutschen Ausschuß für Stahlbeton; in Vorbereitung.
- Krampf, L.: "Verhalten von scheibenartigen Tragwerken aus Stahlbeton unter örtlich begrenzt wirkendem Feuerangriff".
Bericht des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der TU Braunschweig an das Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau; in Vorbereitung.
- Krampf, L.: "Verhalten der Biegedruckzone von Stahllleichtbetonbalken unter Brandbeanspruchung".
Schriftenreihe "Berichte aus der Bauforschung",
Veröffentlichung in Vorbereitung.
- Krampf, L.: "Grundlagenversuche zum Verhalten von Konstruktionsleichtbeton unter Brandbeanspruchung, 3. Teil".
Bericht des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der TU Braunschweig an das Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, Juli 1973.
- Meyer-Ottens, C.: Abplatzungen an Bauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung - Ursachen und Verhinderungsmaßnahmen.
beton 24(1974), Heft 4 und 5.
- Meyer-Ottens, C.: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung.
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 248.
- Meyer-Ottens, C.: Abplatzversuche an Prüfkörpern aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton bei verschiedenen Temperaturbeanspruchungen.
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 241.
- Wesche, J.: Stahlbetondurchlaufkonstruktionen unter Feuerangriff.
Unveröffentlichter Bericht des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der TU Braunschweig an das Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, 1974.
- Wesche, J.: Untersuchungen über das Verhalten der Biegedruckzone von Stahlbetonbalken und Rippendecken bei dreiseitigem Feuerangriff.
Bericht des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig an das Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, Dezember 1974.

- I -

Rechnerische Ermittlung der Tragfähigkeit
der Biegedruckzone im negativen Momentenbereich
durchlaufender Stahlbetonbalken
bei Brandbeanspruchung nach DIN 4102

Dipl.-Ing. N. Bierbauer

1. Einleitung.

In den vergangenen Jahren wurden am Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau mehrere Versuchsreihen über das Tragverhalten durchlaufender Stahlbetonbalken unter Brandbeanspruchung durchgeführt. Diese Versuche führten zu wesentlichen Erkenntnissen über das Trag- und Verformungsverhalten im Brandfall. Die hohen Kosten erlaubten jedoch nicht die Ausdehnung dieser Versuche auf ein ausreichend breites Spektrum der Versuchskörper.

Der Wunsch diese Erkenntnisse der im begrenzten Umfang durchgeführten Balkenversuche unter Brandbeanspruchung auf eine andere Art zu erweitern, führte zu der folgenden Aufgabenstellung:

Es soll versucht werden ein wirklichkeitsnahes Rechenmodell zur Ermittlung der Verformungen am Stahlbetonbalken unter Brandbeanspruchung und zur Aussage über die Tragfähigkeit dieser Balken aufzustellen. Hierbei sollen Nachrechnungen der im Versuch geprüften Stahlbetonbalken die Richtigkeit der Rechenmethode bestätigen, um dann die bisherigen Erkenntnisse auf dem Rechenwege auf andere Stahlbetontragwerke, mit abweichenden geometrischen Abmessungen, Bewehrungen oder Materialeigenschaften, zu erweitern.

Ähnliche Verfahren für die mathematische Erfassung des Tragverhaltens verschiedener Stahlbetonbauteile (Balken, Stützen, Rahmen, usw.) bei Raumtemperatur waren schon bekannt und in dieser Arbeit sollen diese Methoden möglichst Anwendung finden.

Die Bearbeitung dieses Problems wurde, vom Bundesminister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau finanziert, schon vor der Genehmigung des Sonderforschungsbereichs 148 begonnen. Die hierbei gewonnenen Erkenntnisse bildeten die Grundlage für die Entwicklung weiterer Methoden zu der Nachrechnung der in Rahmen des SFB 148 untersuchten Stahlbetonkonstruktionen.

2. Rechenannahmen, Beschreibung des Verfahrens.

Bei den rechnerischen Untersuchungen über das Trag- und Verformungsverhalten biegebeanspruchter Stahlbetonbalken im "kalten" Zustand, d.h. ohne thermische Beanspruchung, gelten folgende Annahmen:

- die Querschnitte bleiben nach Einwirkung der äußeren Biegebeanspruchung eben, die Dehnungsverteilung über den Querschnitt ist linear,

- die Randdehnungswerte bestimmen den Krümmungswinkel des durch Zug- und Druckdehnungen verzerrten Querschnitts,
- über die dem plastischen Verhalten des Betons und des Stahls entsprechenden Spannungs-Dehnungs-Beziehungen (Parallel-Rechteck-Diagramm für Beton und bilineare Arbeitslinie für Stahl), können die zu einem Krümmungszustand zugeordneten inneren Kräfte ermittelt werden,
- auf iterativem Wege lässt sich zu jeder äußeren Momentenbeanspruchung eines Querschnitts ein einziger Krümmungswert zuordnen, wobei gleichzeitig das Gleichgewicht zu dem Moment der inneren Kräfte hergestellt wird. Das bedeutet, daß zu jedem Querschnitt eine spezifische Momenten-Krümmungs-Beziehung gehört.

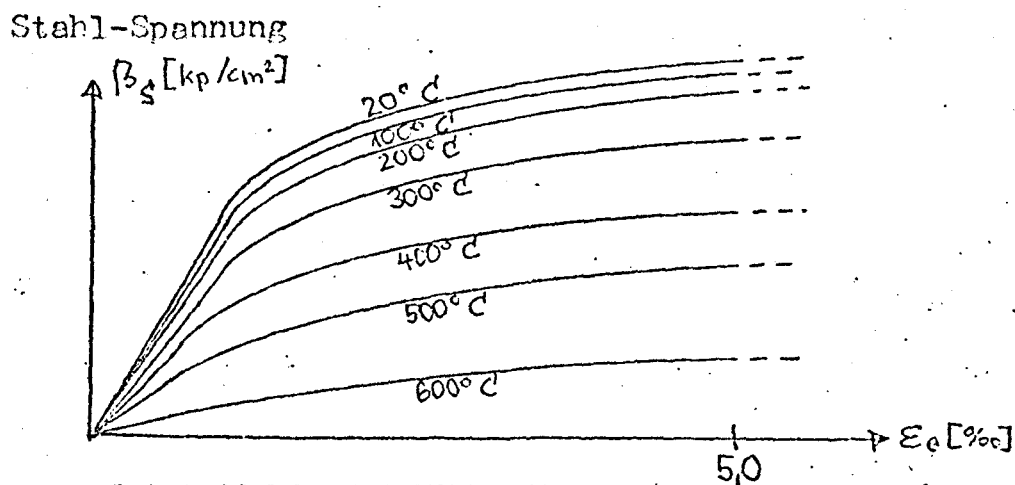
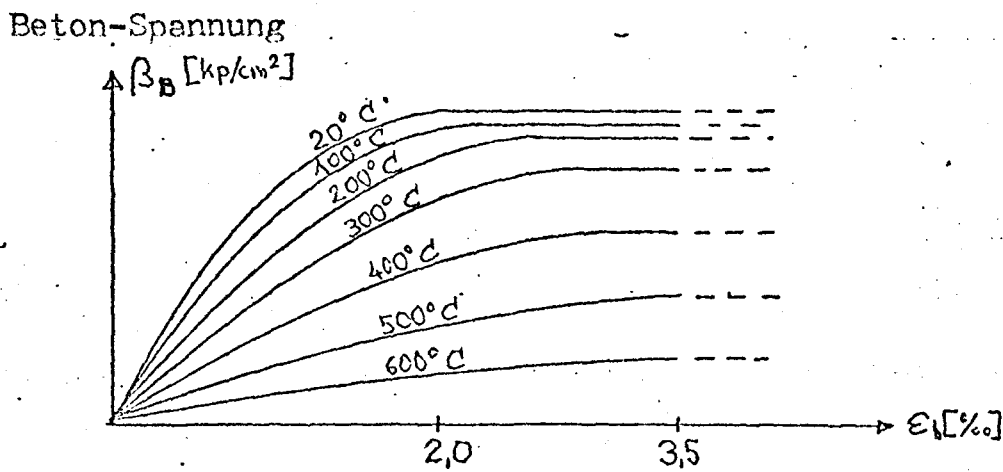
Aufgrund dieser Annahmen und in Kenntnis der Momenten-Krümmungs-Linien können die Durchbiegungen und Verdrehungen in jedem Punkt eines beliebigen Stahlbetonbalkens errechnet werden. Über das Tragverhalten gibt die Ermittlung der Randdehnungen Auskunft, wobei im "kalten" Zustand Grenzzustand dehnungswerte festgesetzt sind, die den Bruchzustand kennzeichnen.

In den bisherigen Betrachtungen über den "kalten" Zustand wurde auch angenommen, daß die Dehnungen bzw. die Spannungen in der Breite des Querschnitts gleichmäßig verteilt sind. Die iterative Ermittlung des Gleichgewichts der inneren und äußeren Momente und Kräfte war ein ein-dimensionales Problem.

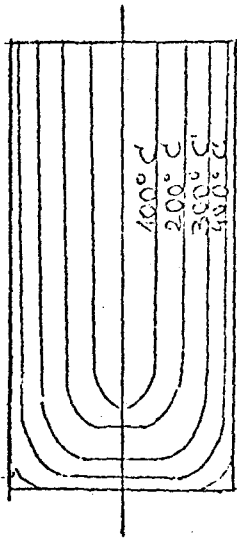
Für die Ausdehnung dieses Rechensystems auf die Stahlbetonberechnung im "heißen" Zustand, d.h. mit zusätzlicher Brandbeanspruchung, sind die zuvor aufgeführten Annahmen zu ergänzen:

- die Spannungs-Dehnungs-Gesetze, dargestellt mit den Arbeitslinien; bekommen im thermischen Belastungsfall eine zusätzliche Dimension - die Temperatur - denn die Materialeigenschaften sind temperaturabhängig. Bei erhöhter Temperatur verringern sich

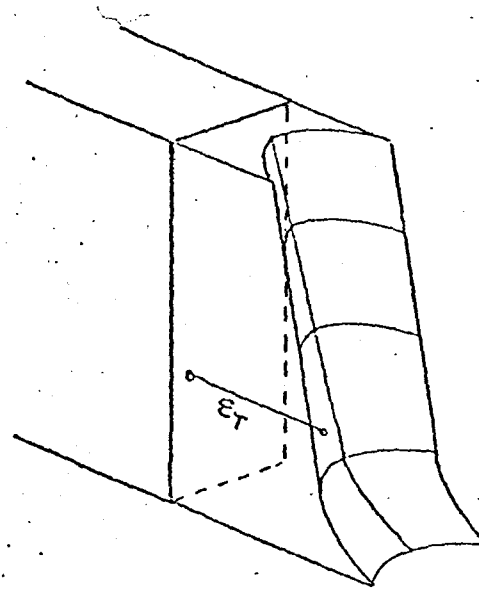
die den Dehnungswerten zugeordneten Spannungen (siehe Abb. 1 für Beton und Abb. 2 für Stahl),



- die untersuchten Stahlbetonbalken sind dreiseitig durch den Normbrand beflammt, d.h. einer instationären thermischen Belastung ausgesetzt. Die Erwärmung des Querschnitts, dargestellt in Isothermen (siehe Abb. 3a), weckt bei freier Dehnung der einzelnen Längsfasern des Stahlbetonbalkens ein, den Temperaturwerten entsprechendes, zweidimensionales und nicht lineares Dehnungsbild (siehe Abb. 3b),



Isothermen in $^{\circ}\text{C}$
Abb. 3a.



ungehinderte Dehnungsfläche
Abb. 3b.

- die unbehinderte Dehnung der einzelnen Längsfasern unter thermischer Belastung kann wegen des festen Gefüges des Stahlbetons nicht stattfinden. Es wird angenommen, daß die Dehnungsfläche auch nach dieser zusätzlichen thermischen Beanspruchung weiterhin eben bleibt. Es entsteht so eine neue, um die mittlere Wärmedehnung des Querschnitts verschobene Krümmungsebene, unter Berücksichtigung der inneren Zwängungen, die die gewölbte Fläche der unbehinderten thermischen Dehnung so schneidet, daß die positiven und negativen Zwängungsdehnungen durch Spannungsermittlung über die temperaturbezogenen Arbeitslinien ein Momenten- und Kräftegleichgewicht im Querschnitt bewirken (siehe die Abbildungen 4 und 5),
- die Zugspannungen im Beton wurden nicht berücksichtigt, die inneren Zugkräfte eines Querschnitts werden von der Bewehrung aufgenommen.

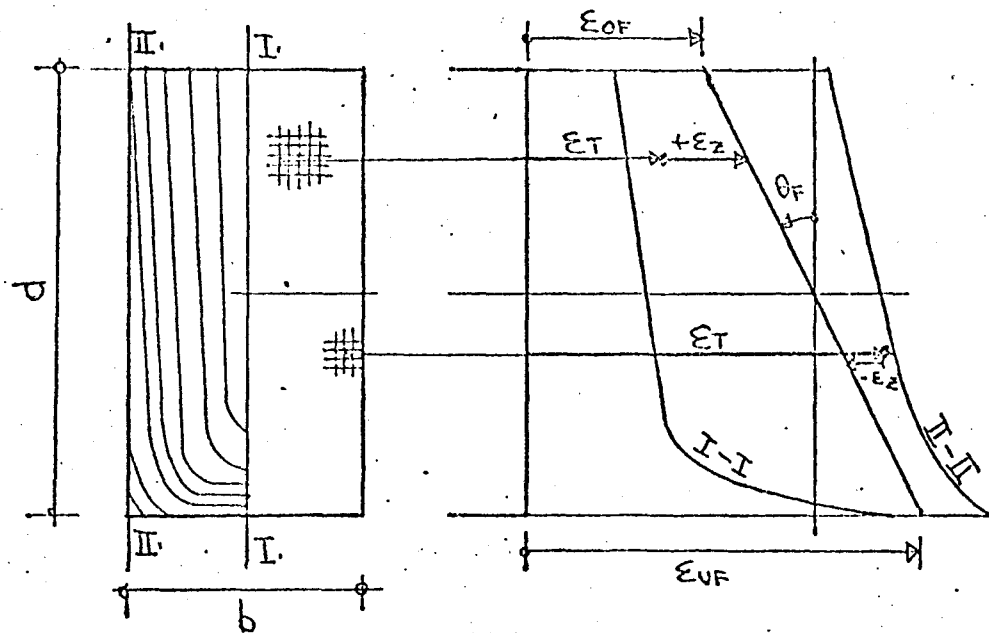


Abb. 4.

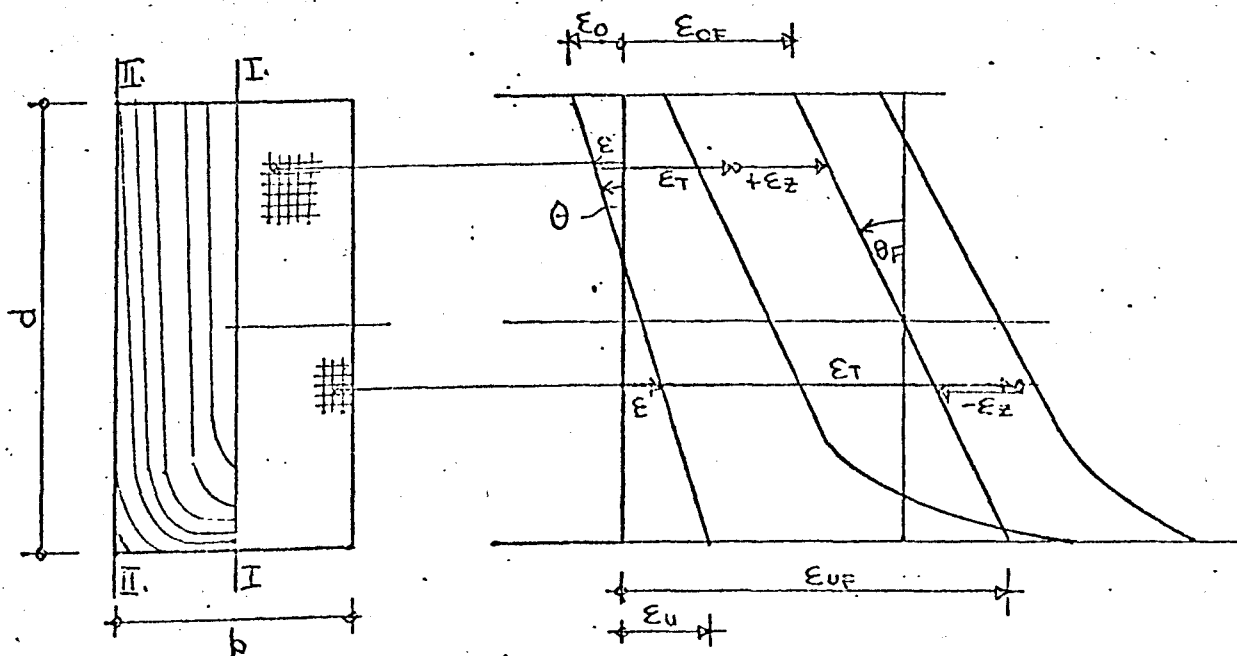


Abb. 5.

3. Kurze Übersicht der einzelnen Rechenschritte.

Durch die Natur der instationären Wärmebelastung ergibt sich die Notwendigkeit zur Einführung der Dimension "Zeit". Jedes unterschiedliche Isothermenbild bewirkt eine andere Momenten-Krümmungs-Linie. Dementsprechend lassen sich für einen Querschnitt eine Schaar dieser Kurven er-

rechnen. Die Abb. 6 zeigt solche Momenten-Krümmungs-Kurven für 0, 30, 60 und 90 Minuten Brandlastdauer. Diese Kurven werden für die Berechnung der Verformungen von Stahlbetonbalken angewendet. Die Neigung dieser Kurven sagt über die Steifigkeit der untersuchten Balkenquerschnitte folgendes aus: steiler Kurvenverlauf bedeutet große Steifigkeit und umgekehrt.

Die Momente des durchlaufenden Balkens werden vorerst für den "kalten" Zustand ermittelt. Entlang dem Balken werden diesen Momenten die der Brandlastdauer entsprechenden Krümmungswerte zugewiesen. Mit den Krümmungen errechnen sich die Durchbiegungs- und Verdrehungswerte für jeden Abschnitt des Stahlbetonbalkens.

Für statisch bestimmt gelagerten Balken erhält man durch diese Berechnung gleich die gesuchten Ergebnisse. Bei den statisch unbestimmt gelagerten Stahlbetonbalken ergibt sich ein negatives Zuwachsmoment, das Zwängungsmoment, denn die Krümmung und damit die Steifigkeit des Querschnitts ist vom Moment selbst abhängig. Darum muß die Berechnung der Verformungen auf iterativem Wege solange fortgesetzt werden bis kein Zuwachsmoment mehr entsteht (siehe Abb. 7).

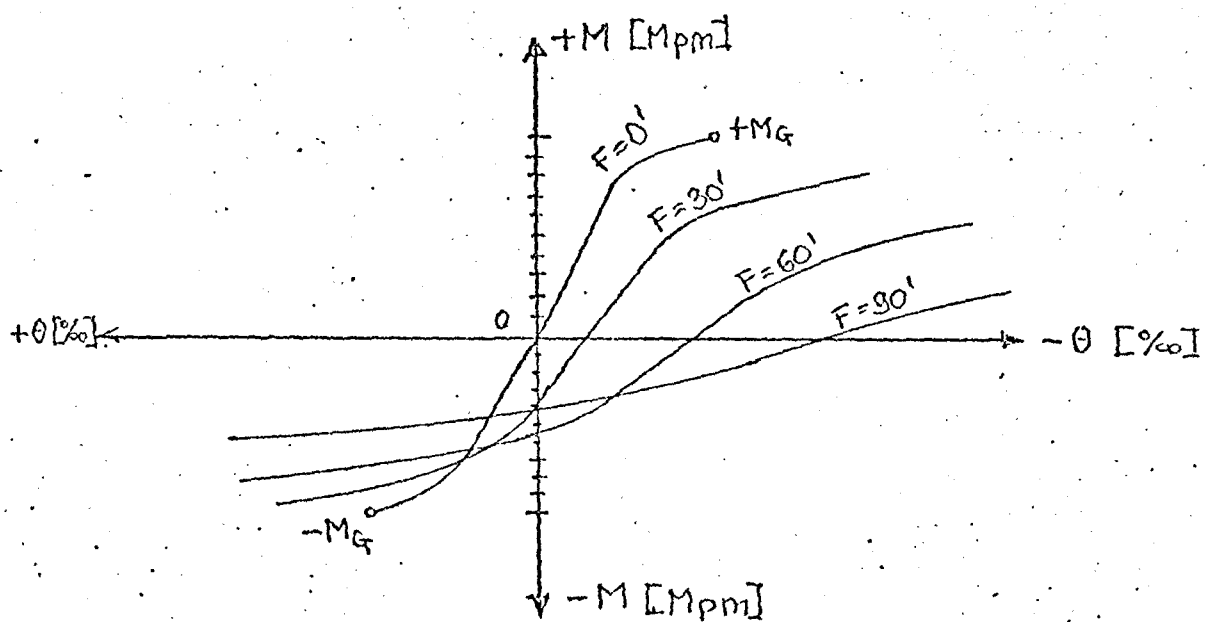


Abb. 6.

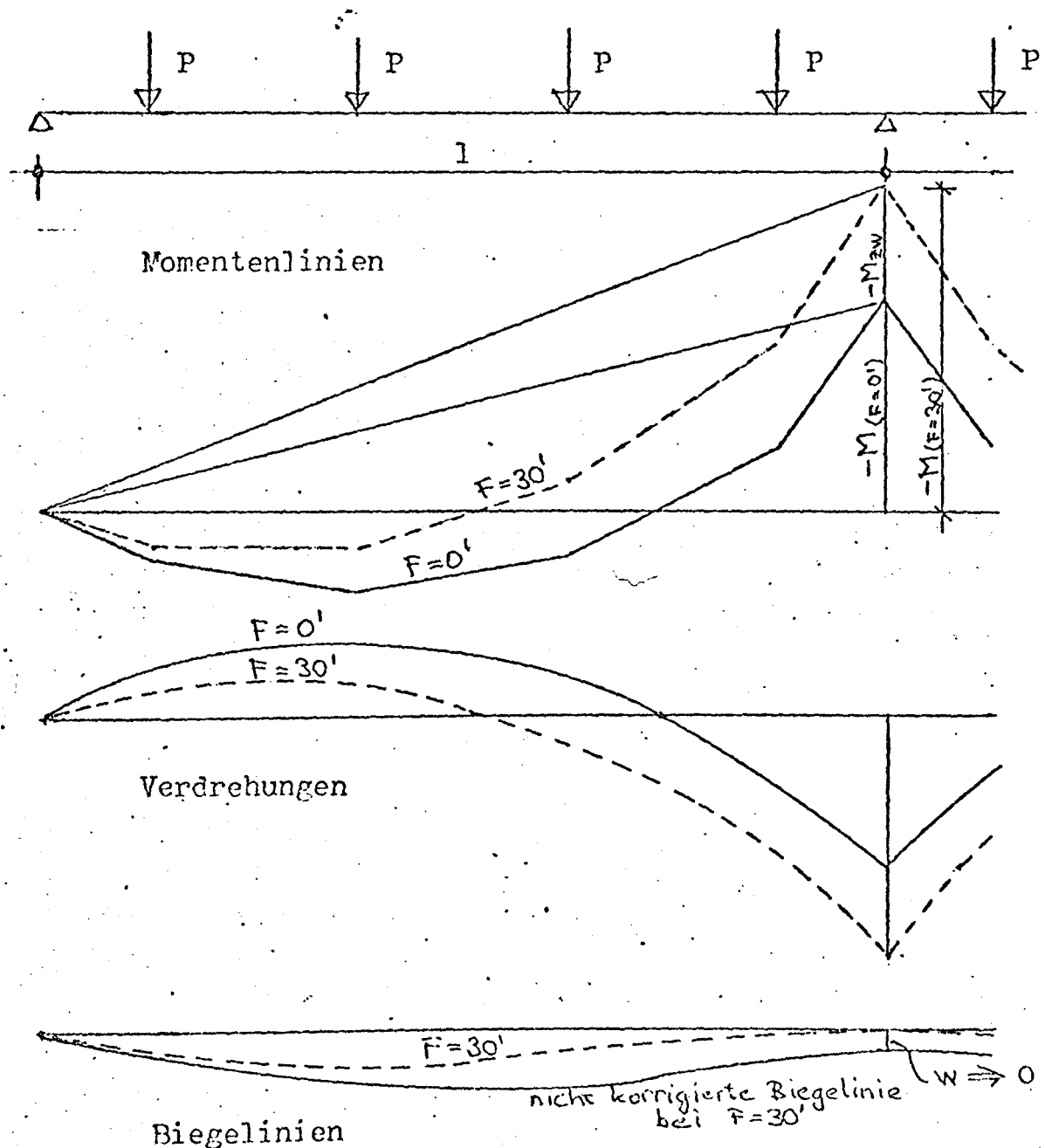


Abb. 7.

4. Übersicht der Ergebnisse der Nachrechnungen.

Mit der oben beschriebenen Rechenmethode wurden Stahlbeton Einfeldbalken und durchlaufende Balken nachgerechnet.

Es wurden für 30, 60 und 90 Minuten Brandbeanspruchung folgende Größen, die sowohl im Versuch gemessen, als auch durch Rechnung bestimmt wurden,

miteinander verglichen:

- die Durchbiegung,
- die Endverdrehung,
- die Dehnungen an den oberen Bewehrungsstäben,
- das zusätzliche Zwängungsmoment über dem inneren Auflager der Durchlaufbalken,
- die gesamte Längsdehnung eines Balkenfeldes.

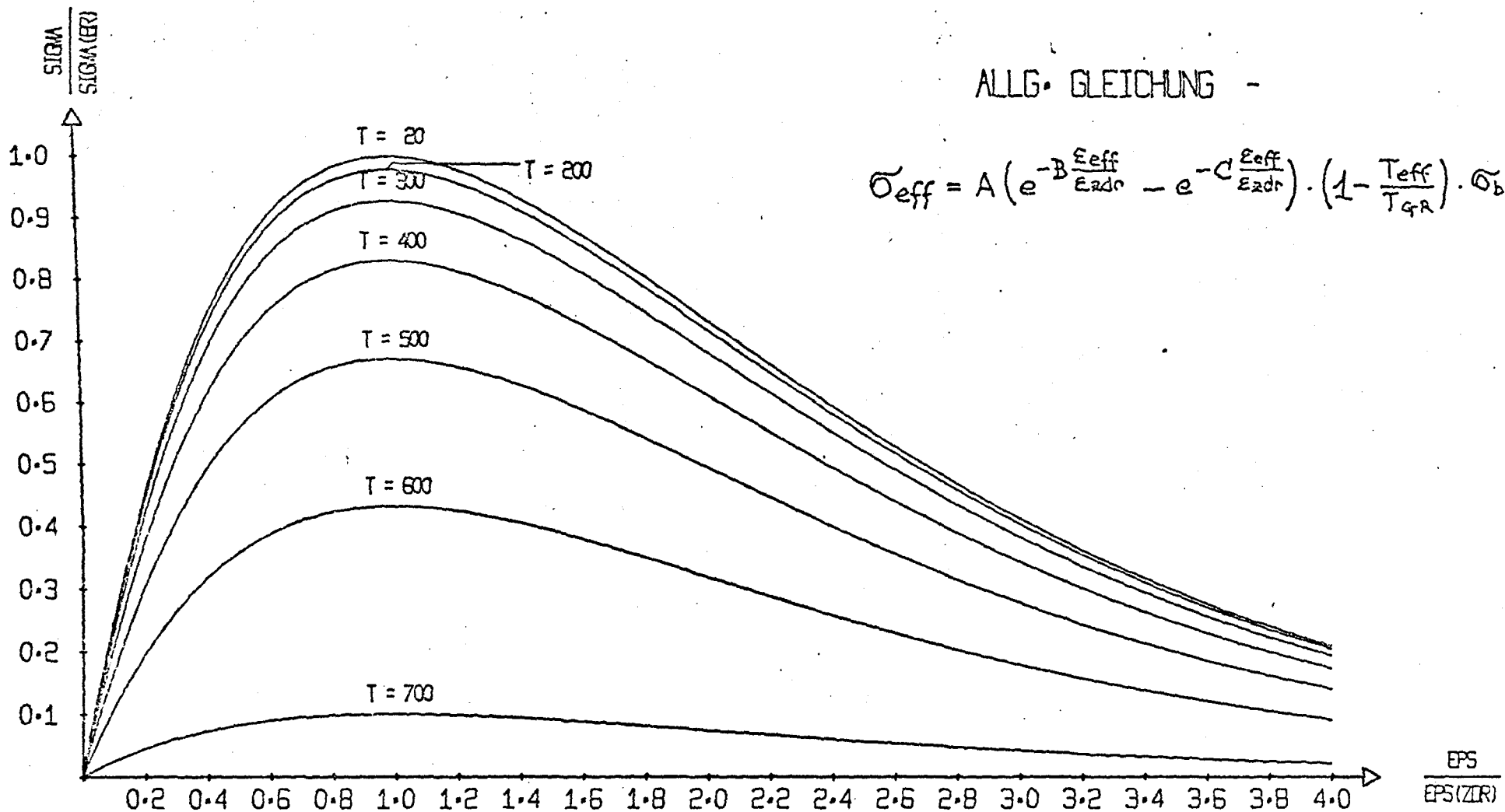
Diese Rechenergebnisse ergaben Abweichungen von den Meßwerten in der Größenordnung von $\pm 15-20\%$. Hierbei ist zu bemerken, daß nach 30 und 60 Minuten die errechneten Werte noch unter den im Versuch gemessenen Werten lagen, bei 90 Minuten aber die Rechnung größere Werte ergab. Trotzdem kann festgestellt werden, daß die Rechenergebnisse mit den im Versuch gewonnenen Werten gut übereinstimmen. Die Abweichungen lassen die Folgerung zu, daß die Annahmen des vielfach nicht linearen Problems im großen Maße idealisiert wurden um ein Rechenverfahren überhaupt zu ermöglichen. Die Benützung verbesserter Arbeitslinien, ermittelt aufgrund neuer Erkenntnisse im Bereich der Materialeigenschaften, könnte zur Verringerung dieser Abweichungen beitragen. Eine solche verbesserte Arbeitslinie für Beton ist in Abb. 8 zu sehen.

Aufgrund der Rechenergebnisse ist über die Tragfähigkeit der dem Feuer ausgesetzten Stahlbetonbalken schwer auszusagen. Ein der Dehnungsbegrenzung im "kalten" Zustand entsprechendes Kriterium, das eindeutig über das Ende des Tragverhaltens Auskunft gibt, ist im "heißen" Zustand nicht festzusetzen, denn unter der thermischen Einwirkung erhalten die Stoffe Beton und Stahl ein erhebliches Plastifizierungsvermögen.

In den Versuchen wurde die Traglast durch jene Zeitdauer definiert, zu deren Ende ein Bruch der Balkenkonstruktion eintrat. Diese Traglast wurde in den Versuchen in allgemeinen zwischen 90 und 120 Minuten erreicht und der Bruch erfolgte immer im Feldbereich, wenn die unten liegende Bewehrung die kritische Temperatur erreichte.

ALLG. GLEICHUNG -

$$\sigma_{eff} = A \left(e^{-B \frac{\epsilon_{eff}}{\epsilon_{adr}}} - e^{-C \frac{\epsilon_{eff}}{\epsilon_{adr}}} \right) \cdot \left(1 - \frac{T_{eff}}{T_{GR}} \right) \cdot \sigma_{br}$$



BEZOGENE DEHNUNGEN

ARBEITSLINIEN FÜR BETON

BEI BRANDBELASTUNG

(SIGMA-EPSILON-KURVEN)

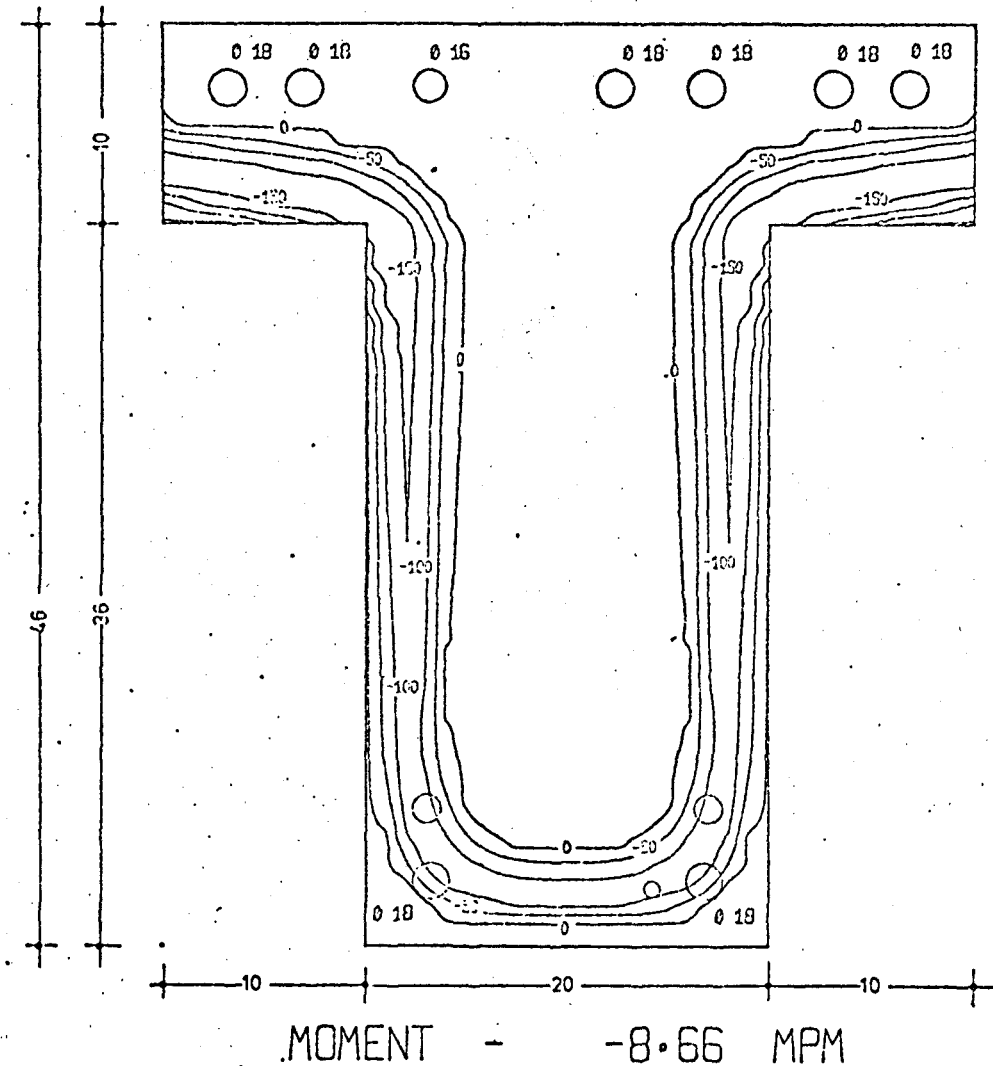
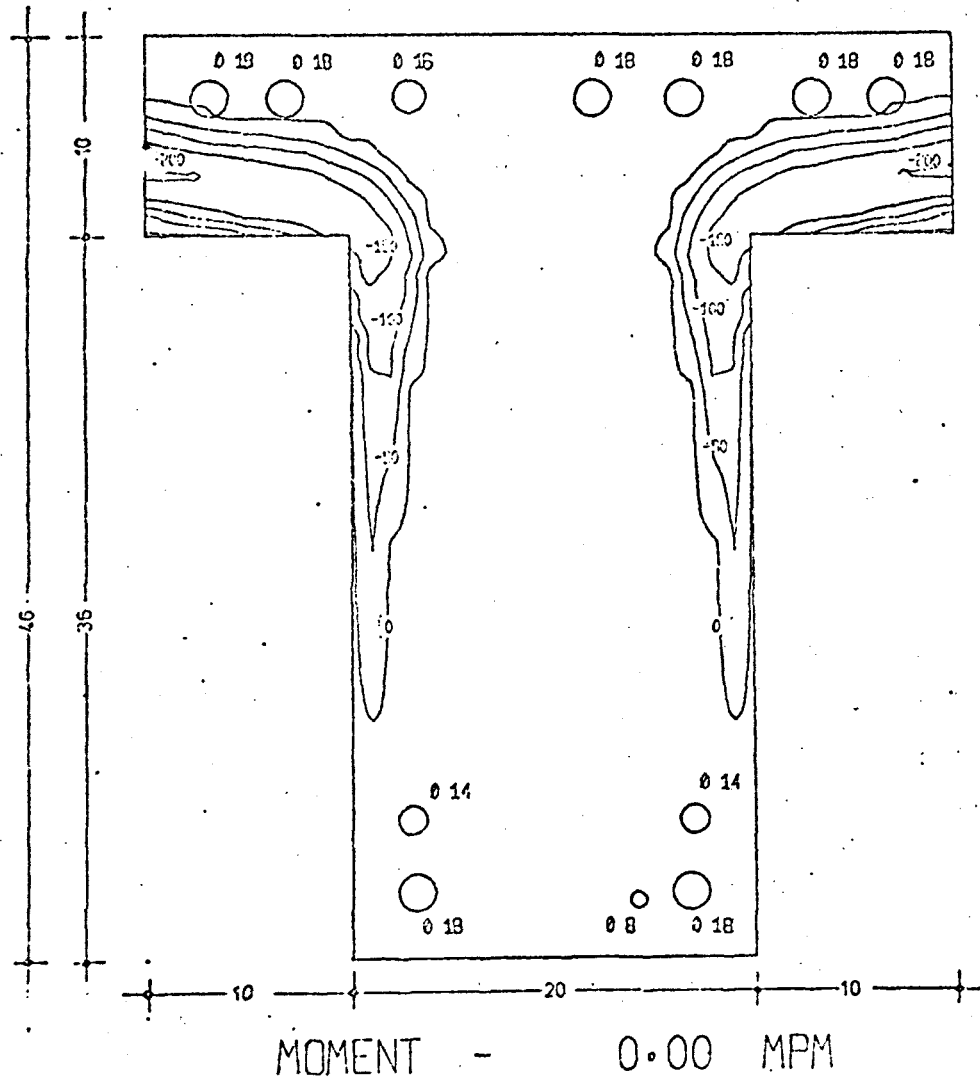
Im Rechenverfahren werden bei Ermittlung der Momenten-Krümmungs-Beziehungen für jede beliebige thermische Belastung und statische Last der gesamte Dehnungs- und Spannungsverlauf in Zentimeterraster über den Querschnitt ermittelt. Die hierbei ermittelten Dehnungswerte überschreiten wesentlich die Grenzdehnung für den "kalten" Zustand. Trotzdem lässt sich keine genaue Aussage über dem Bruchzeitpunkt sagen, denn die meisten Versuche zeigten den Bruch an örtlichen "Fehlerstellen". Ausserdem führten im Versuch auch spezifische Einwirkungen zum Bruch, wie die mehrachsige Beanspruchung an der Stelle der Lasteinführung.

An den Mittelaufleger durchlaufender Stahlbetonbalken wurde in den Versuchen kein Bruch beobachtet. Darum wurde die Dehnungs- und die Spannungsverteilung aus den rechnerischen Ermittlungen in solchen Querschnitten, wo die Biegedruckzone im negativen Momentenbereich liegt, weiter untersucht.

Eine Folge von Plotter-Zeichnungen, wo bei gleichbleibender Temperatur das negative Moment Schritt für Schritt erhöht wird, gibt Aufschlüsse über die Tragfähigkeit in diesem Balkenbereich. Bei Erhöhung des negativen Moments bildet sich im unteren Balkenquerschnitt ein Druckspannungsgürtel aus, der durch Abbauen der Zugdehnungen des inneren Kerns sich fortschreitend erweitert, d.h. die Risse im inneren Kern schließen sich. Bei weiterer Temperaturerhöhung verringert sich der Druckspannungsgürtel auf der Außenseite durch Abbröckeln des verbrannten Betons, der Verlust wird aber wieder auf der Innenseite ausgeglichen. Somit wird die Tragfähigkeit dieses Querschnitts von der plastischen Dehnfähigkeit der oberen Bewehrung abhängen, denn für diese wenig erwärmten Stahleinlagen auf der nicht beflamten Seite des Balkens könnten in Anlehnung an den "kalten" Zustand Grenzwerte definiert werden. (Siehe hierzu die Abbildungen 9, 10 und 11).

DRUCKSPANNUNGSFELDER IM NEGATIVEN MOMENTENBEREICH BEI 90 MINUTEN FEUERBELASTUNG ①

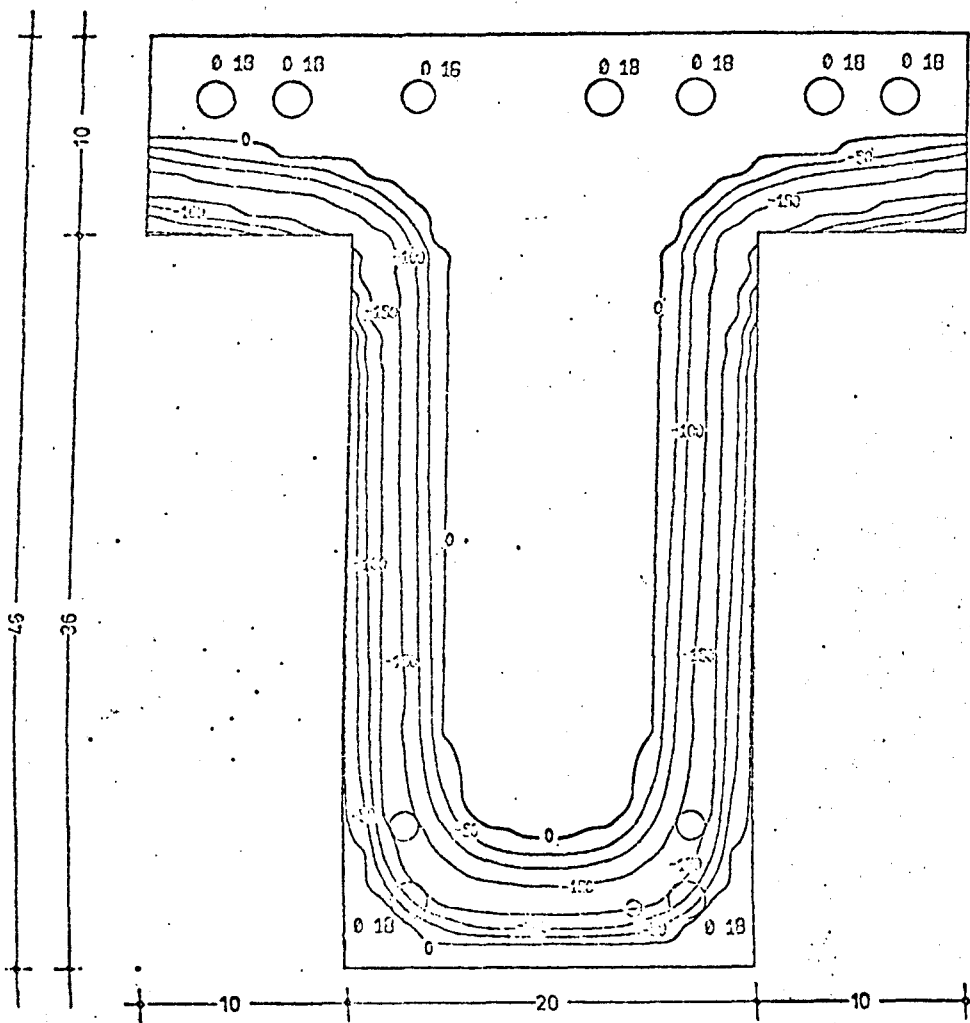
HOEHENLINIEN · $\beta = 0 - 300 \text{ KP/CM}^2$



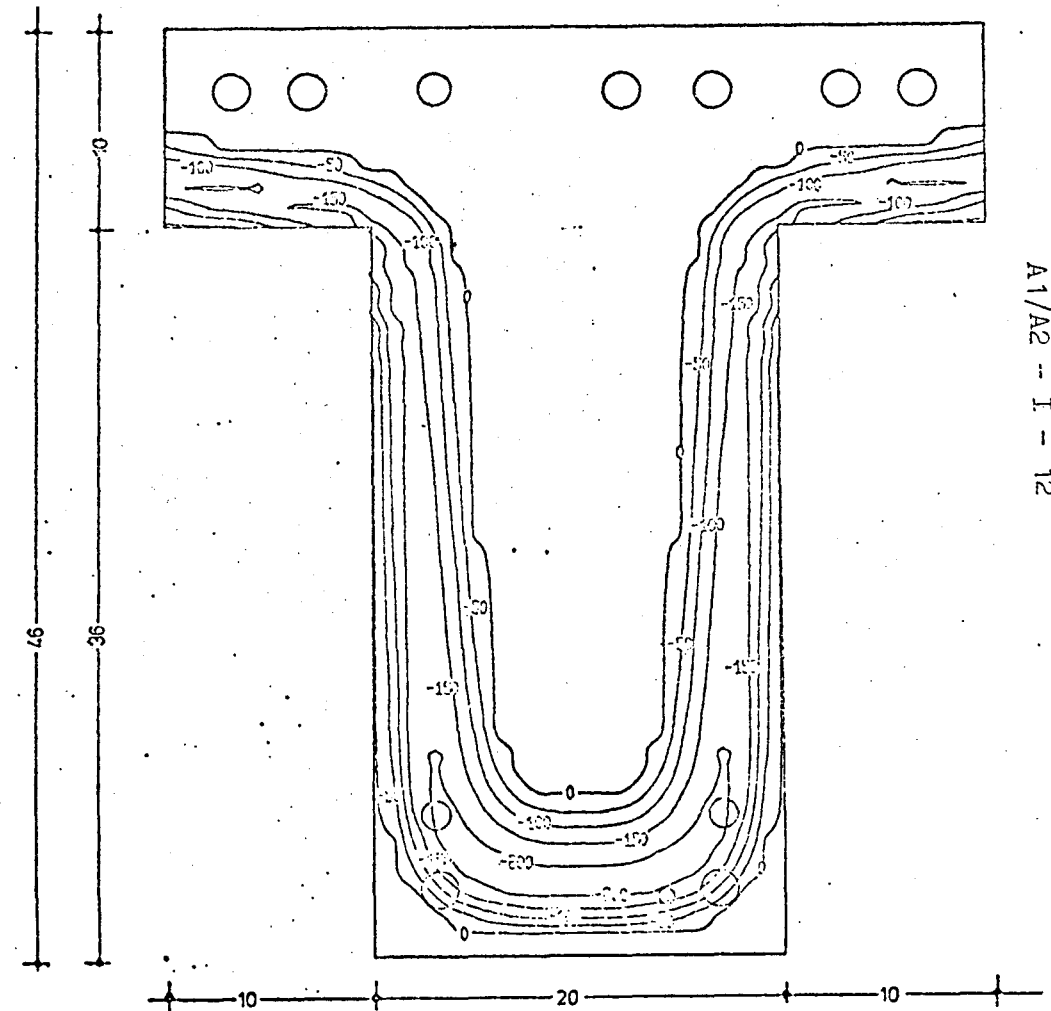
A1/A2 - I - 11

DRUCKSPANNUNGSFELDER IM NEGATIVEN MOMENTENBEREICH BEI 90 MINUTEN FEUERBELASTUNG ②

HOEHENLINIEN $\beta = 0 - 300 \text{ KP/CM}^2$



MOMENT - -11.55 MPM



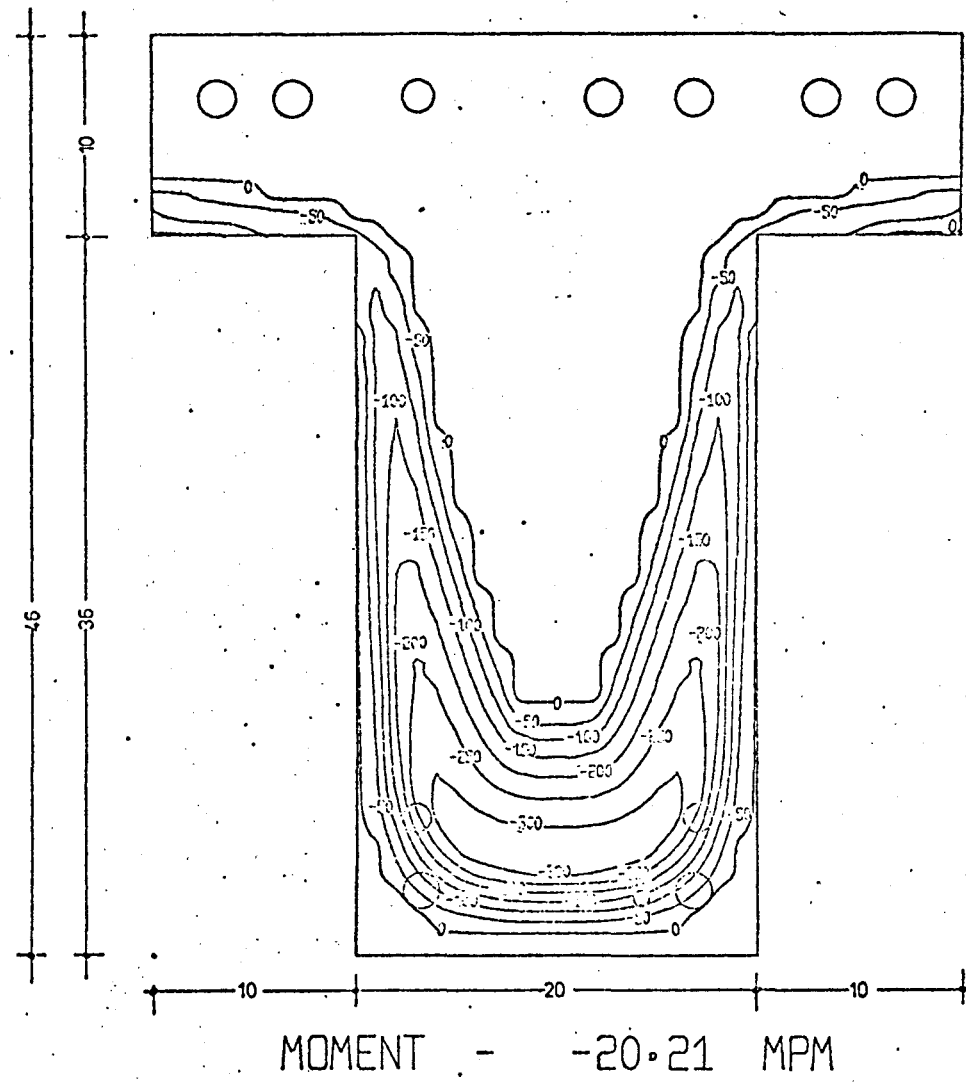
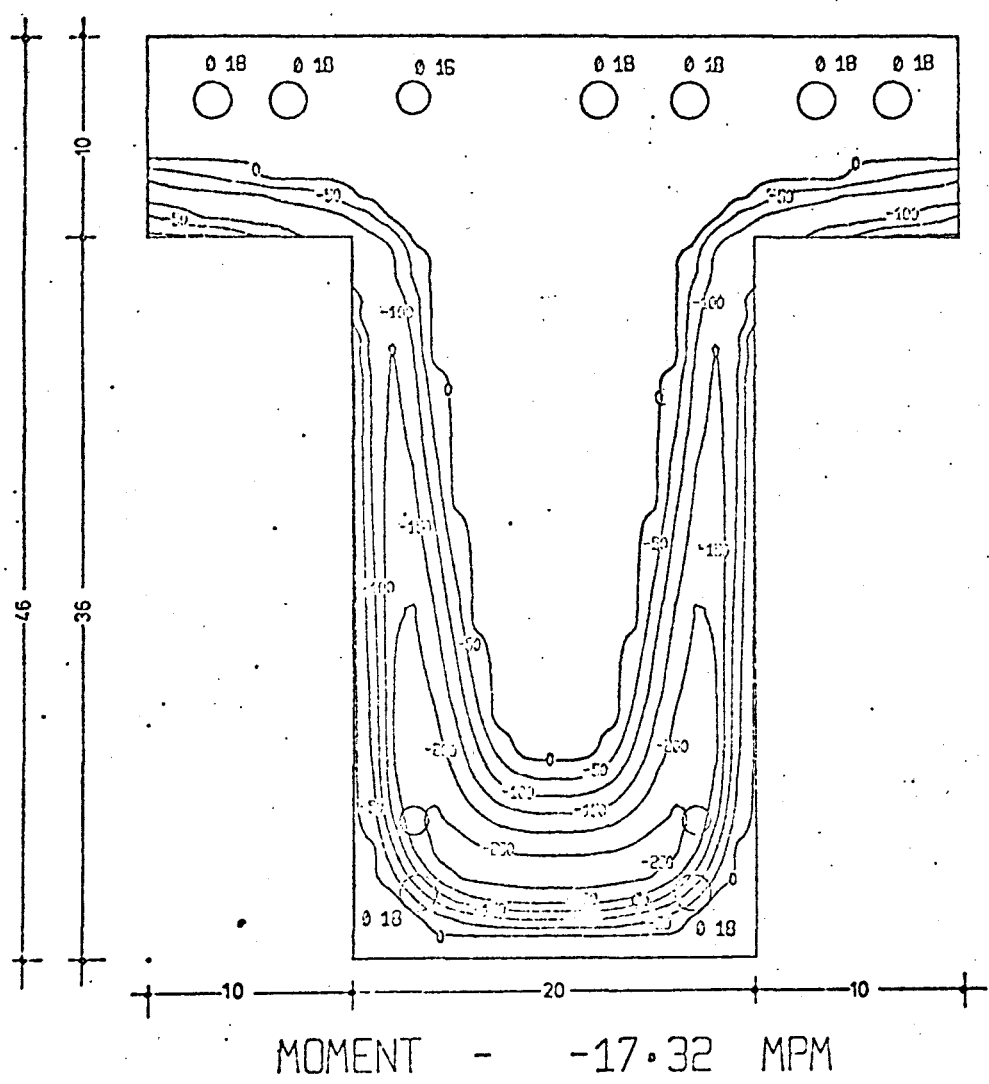
MOMENT - -14.44 MPM

A1/A2 - I - 12

DRUCKSPANNUNGSFELDER IM NEGATIVEN MOMENTENBEREICH

BEI 90 MINUTEN FEUERBELASTUNG ③

HOEHENLINIEN $\beta = 0 - 300 \text{ KP/CM}^2$



A1/A2 - I - 13

5. Zusammenfassung.

Das aufgestellte Rechenverfahren hat die Zielaussetzungen erfüllt, ist aber noch erweiterungsbedürftig. Es sollte durch die Einführung der in der Zukunft zu erwartenden Erkenntnisse über Materialeigenschaften verbessert werden.

Die Methode lässt sich den Aufgaben des Sonderforschungsbereichs 148 entsprechend auf weitere Balkensysteme ausdehnen, so z.B. auf Spannbetonbalken und unter ergänzten Bedingungen auf Verbundträgersysteme.

- II -

Traglastberechnung
thermisch belasteter Stahlbetondruckglieder
unter Anwendung
einer zwei- und dreidimensionalen Diskretisierung

Dipl.-Ing. Wolfram Klingsch

1. Allgemeiner Überblick

Die Bruchschnittgrößen eines auf Biegung mit Längskraft beanspruchten Stahlbetonquerschnittes sind gekennzeichnet durch das Erreichen der Bruchdehnungen.

Mit Hilfe eines vorgegebenen Dehnungs-Spannungsgesetzes (σ - ε -Beziehung) für die Werkstoffe Beton und Stahl, indem die physikalischen Nichtlinearitäten integriert werden können, läßt sich die Spannungsverteilung im Querschnitt ermitteln:

$$\sigma = \sigma(\varepsilon)$$

Die Integration der Spannungen liefert die inneren Schnittkräfte N_i und M_i , die durch eine Variation der Randdehnungen ε_1 und ε_2 ins Gleichgewicht mit den äußeren Lasten N_a , M_a gebracht werden. Dies geschieht in der Regel entsprechend CRANSTON mit Hilfe des totalen Differentials der beiden Funktionen

$$N = N(\varepsilon_1, \varepsilon_2) \quad (1)$$

$$M = M(\varepsilon_1, \varepsilon_2) \quad (2)$$

Die Gleichungen (1) und (2) führen zu den Querschnitts-Bruchschnittgrößen (N_u , M_u), sofern durch Variation der Dehnungen die Grenzdehnungen erreicht werden. Naturgemäß ist hierbei die Rißbildung im Beton und das Fließen der Bewehrung zu berücksichtigen; sofern Langzeiteinflüsse zu beachten sind, wäre auch das Kriechen des Betons zu erfassen.

Bei schlanken Stahlbetondruckgliedern ist zusätzlich der Einfluß einer Systemverformung zu berücksichtigen (Theorie II. Ordnung, geometrische Nichtlinearität). Diese Verformungen vergrößern die Biegemomentenbeanspruchung und reduzieren die nach Theorie I. Ordnung ermittelten Bruchschnittgrößen.

2. Temperaturbelastung

Im folgenden soll die Beeinflussung des Tragverhaltens untersucht werden, wenn der Querschnitt zusätzlich zu den äußeren Lasten durch ein zeitabhängiges Temperaturfeld belastet ist.

Die instationäre, zeit- und ortsabhängige Temperaturverteilung eines homogenen und isotropen Körpers wird durch die partielle Differentialgleichung

$$\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} = \frac{\partial T}{\partial t} \cdot \alpha \quad (3)$$

beschrieben (Laplacesche DGL). Ihre Anwendung auf Stahlbeton stellt jedoch nur eine Näherung dar. Die Temperaturabhängigkeiten der thermischen Materialsätze sind zu beachten.

Für die folgenden Untersuchungen soll der Verlauf der Umgebungstemperatur T_{ETK} entsprechend den Vorschriften der BRD (DIN 4102) angenommen werden. Bild 1 zeigt den Verlauf von T_{ETK} und die Entwicklung der Temperaturverteilung innerhalb eines Stahlbetonquerschnittes.

Wegen dieser $T = T(x, y, t)$ -Abhängigkeit müssen im folgenden alle Aussagen über die Tragfähigkeit eines Querschnittes in eine Zeitabhängigkeit gebracht werden.

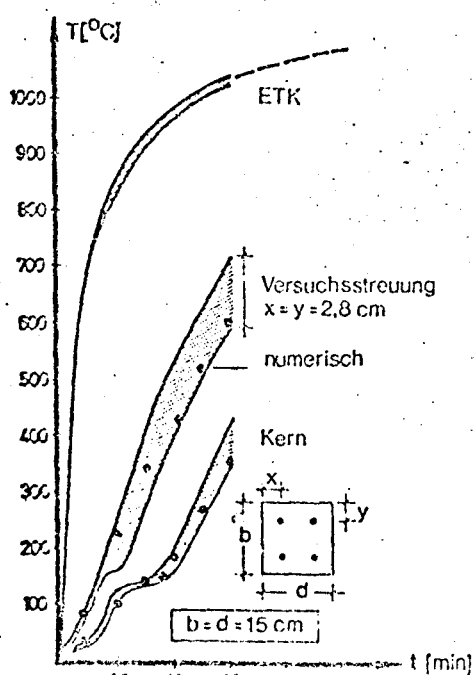


Abbildung 1:

3. Temperaturabhängiges Materialverhalten

Sämtliche Materialeigenschaften unterliegen einer ausgeprägten Temperaturbeeinflussung. Die Bilder 2 und 3 zeigen diese Abhängigkeit einiger Materialdaten, die durch Auswertung international vorhandener Versuchsergebnisse ermittelt wurden.

Die Untersuchung ergab für alle mechanischen Materialkennwerte deutlich folgende qualitative Temperaturabhängigkeit:

1. Festigkeitsabnahme bei zunehmender Temperatur
2. Zunahme des Plastifizierungsvermögens bei zunehmender Temperatur

Die durch den Temperaturgradienten bedingte punktweise unterschiedliche Temperaturverteilung innerhalb des Querschnittes erfordert somit auch für den Querschnitt ein punktweise unterschiedliches Materialgesetz. Die in der Form $\sigma = \sigma(\epsilon)$ eingeführte Dehnungs-Spannungs-Beziehung von Beton und Stahl muß somit durch den Parameter Temperatur T erweitert werden.

Zu diesem Zweck ist es erforderlich, alle Materialparameter durch temperaturabhängige Funktionen analytisch darzustellen. Als Beispiel ist mit Gleichung (4) die analytische Darstellung der Betonfestigkeit wiedergegeben. Die Koeffizienten sind Tabelle 1 zu entnehmen.

$$\beta_N(T) = \beta_N(T_0) \left\{ \frac{\sum_{n=0}^4 a_n T^n}{b_0 (T - T_2)^{-1}} \right\} \text{ für } \begin{cases} T_0 \leq T \leq T_1 \\ T > T_1 \end{cases} \quad (4)$$

Alle anderen Materialparameter für Beton und Stahl werden in ähnlicher Form entwickelt. (Abb. 2 und 3)

Diese so erhaltenen Funktionen treten an die Stelle der konstanten Materialdaten in den Gleichungen der Dehnungs-Span-

nungsbeziehungen für Beton

$$\sigma_B = \begin{cases} \frac{2\beta_N(T)}{\epsilon_z(T)} \cdot \epsilon + \frac{\beta_N(T)}{\epsilon_z(T)^2} \cdot \epsilon^2 \\ -\beta_N(T) \end{cases} \text{ für } \begin{cases} \epsilon_z(T) \leq \epsilon \leq 0 \\ \epsilon_B(T) \leq \epsilon < \epsilon_z(T) \end{cases} \quad (5)$$

bzw. Stahl

$$\sigma_{St} = \begin{cases} E(T) \cdot \epsilon \\ \sigma_u(T) - \frac{\sigma_u(T) - \sigma_F(T)}{(\epsilon_u(T) - \epsilon_e(T))^2} \cdot (\epsilon_u(T) - \epsilon)^2 \end{cases} \text{ für } \begin{cases} 0 \leq |\epsilon| \leq |\epsilon_e(T)| \\ |\epsilon_e(T)| < |\epsilon| \leq |\epsilon_u(T)| \end{cases}$$

Die Abbildungen 4 und 5 zeigen die Verläufe dieser Funktionen. Es ist zu erkennen, daß die physikalische Nichtlinearität mit steigender Temperatur zunimmt.

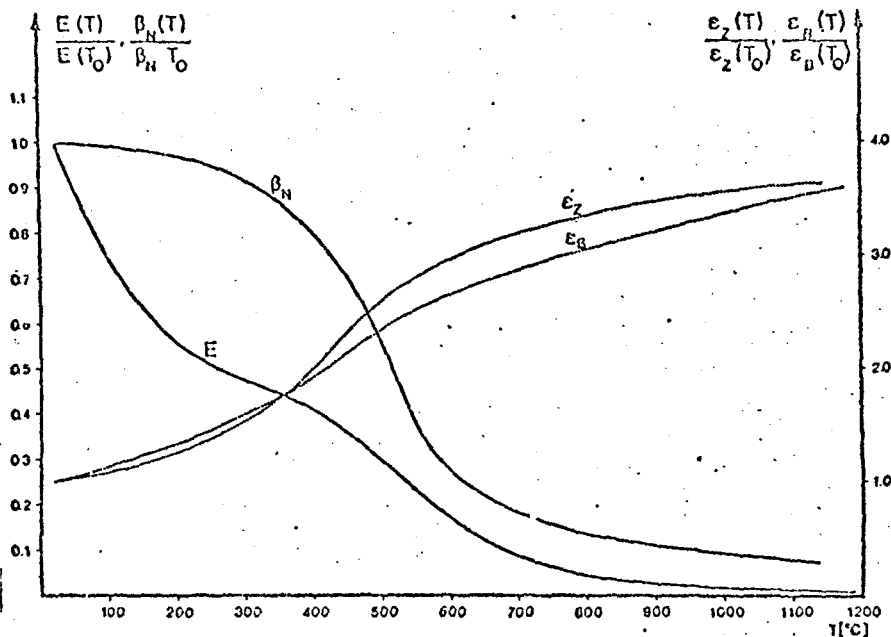


Abbildung 2:
Betonkenndaten

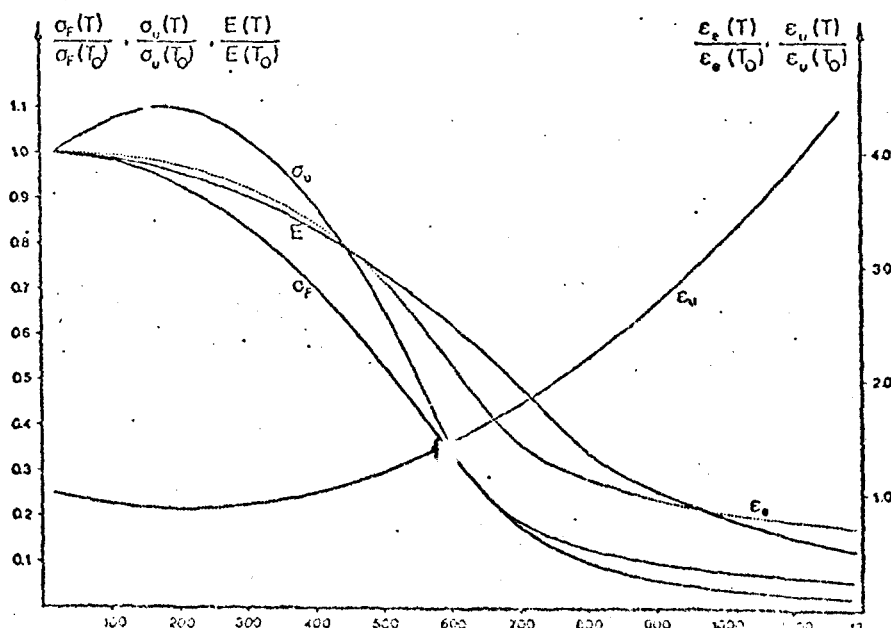


Abbildung 3:
Stahlkenndaten

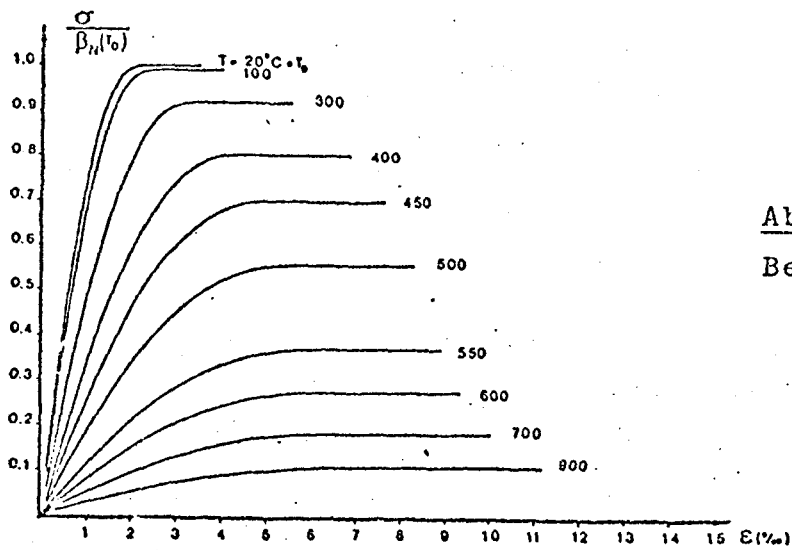


Abbildung 4:
Beton-Arbeitslinien

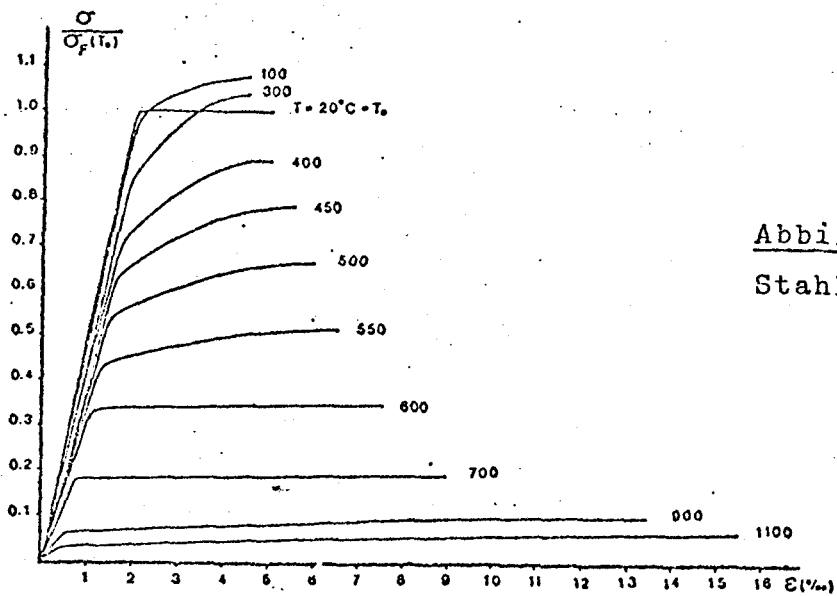


Abbildung 5:
Stahl-Arbeitslinie

Tabelle 1: Parameter der $B_N(T)$ -Funktion

n	0	1	2	3	4
a_n	1.00	$-0.123 \cdot 10^{-3}$	$0.183 \cdot 10^{-6}$	$-0.428 \cdot 10^{-9}$	$-0.601 \cdot 10^{-11}$
b_n	55.0	0.0	0.0	0.0	0.0
T_n	20.0	550.0	0.0	400.0	0.0

4. Rechenverfahren

4.1 Diskretisierung

Die Anwendung temperaturabhängiger Spannungs-Dehnungs-Gesetze auf einen instationär thermisch belasteten Querschnitt führt zu der Aufgabe, jeder Isotherme eines bestimmten Zeitpunktes das ihr eigene Materialverhalten zuzuordnen. Damit erweitert sich die übliche Aufgabe der Berechnung eines Verbundquerschnittes aus zwei Baustoffen, Beton und Stahl, zur Berechnung eines Vielstoffquerschnittes, Beton und Stahl in Zeit- und Ortsabhängigkeit, der zudem sich vielfach überlagernde und gegenseitig beeinflussende physikalische und geometrische Nichtlinearitäten aufweist.

Zur Lösung dieses Problems wurde der Querschnitt in diskrete gleichförmige Bereiche aufgeteilt ("Elemente"), dadurch kann jetzt jedem Element ein diskreter Temperaturwert zugeordnet werden, der das jeweilige Materialverhalten bestimmt. Somit erhält jedes Element auch ein eigenes Spannungs-Dehnungs-Gesetz.

Mit dieser zweidimensionalen Querschnittsdiskretisierung kann der Dehnungs-Spannungs-Zustand bei beliebig verteilten physikalischen Nichtlinearitäten bestimmt werden.

Zur Ermittlung der Traglast schlanker Stützen muß die Systemverformung nach Theorie II. Ordnung berücksichtigt werden (geometrische Nichtlinearität). Die längs der Stabachse veränderlichen Stabausbiegungen bewirken ein im gleichen Sinne veränderliches Anwachsen der Biegemomente. Durch eine zusätzliche Diskretisierung in Richtung der Stablängsachse (z-Achse) wird dieser Einfluß erfaßt. Damit wird die zweidimensionale Querschnittsdiskretisierung erweitert zu einer dreidimensionalen Systemdiskretisierung (Bild 6).

Diese Art der Diskretisierung ermöglicht die Stabilitätsuntersuchung schlanker Stahlbetonstützen bei differenzierter Berücksichtigung der Einflüsse aus Rißbildung im Beton, Teilversagen des Betonquerschnittes infolge Druckzerstörung, Fließen der Bewehrung und entsprechende Krieeffekte, alles bei Beachtung der zeitlichen Veränderlichkeit dieser Einflüsse sowohl über den Querschnitt als auch längs der Stabachse.

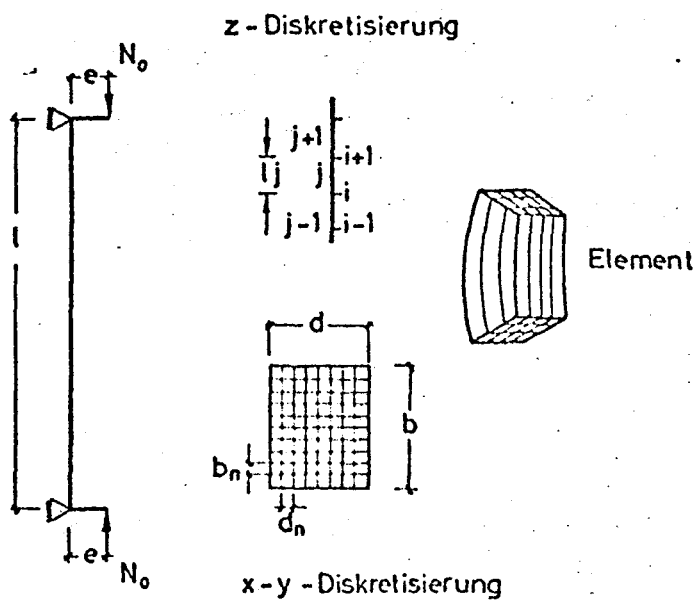


Abbildung 6:

Diskretisierungsprinzip

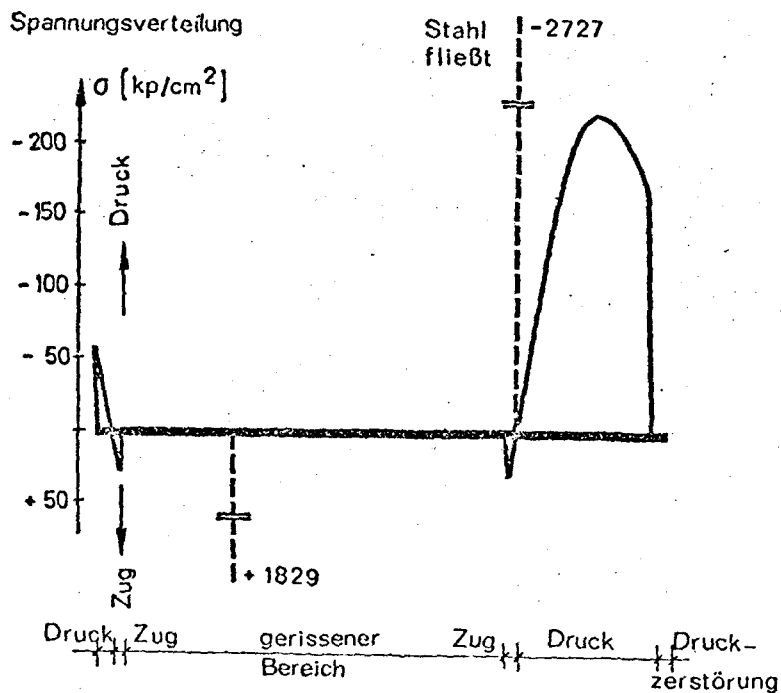
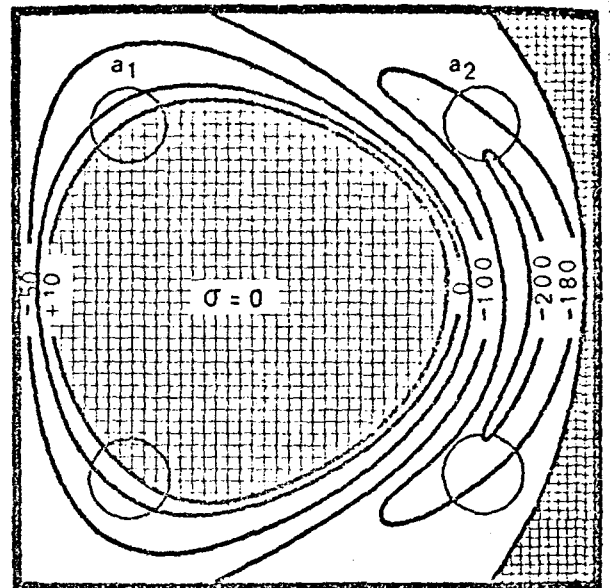
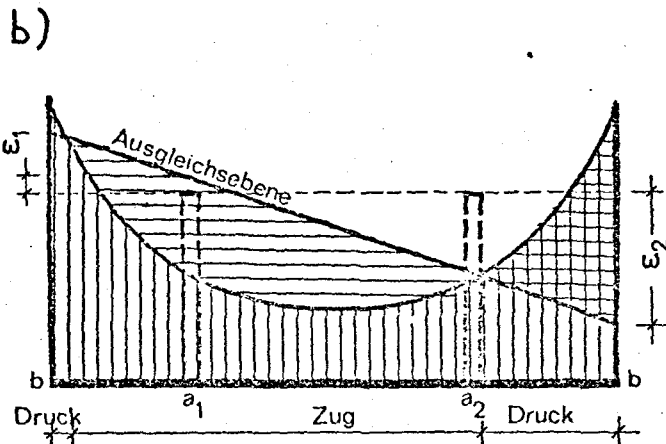
4.2 Dehnungs-Spannungs-Zustände

Die Ermittlung der Dehnungs-Spannungs-Verteilung eines thermisch belasteten Querschnittes wird wesentlich von der Größe der thermischen Dehnungen ϵ_{Th} beeinflusst, die einer nichtlinearen Temperaturzuordnung unterliegen. Aus der Forderung eines ebenbleibenden Querschnitts, entsprechend der Hypothese von Bernoulli-Navier, resultiert daraus eine nichtlineare Dehnungsverteilung über den Querschnitt (Bild 7).

Abbildung 7:

Dehnungs-Spannungs-Verteilung im Querschnitt

- a) Spannungs-Isochromaten
 b) Dehnungsverteilung
 c) Spannungszuordnung



$$b/d/h/h' = 15/15/12,2/2,8 \text{ cm}$$

$$B_N/\sigma_F/\sigma_u = 400/4200/5000 \text{ kp/cm}^2$$

$$\mu = 5,6 \% (4 \text{ } \phi 20)$$

$$h'/h = 0,23$$

$$N = -20 \text{ Mp}$$

$$M = 1,8 \text{ Mpm}$$

$$e/d = 0,6$$

$$t = 50'$$

c)

Während für den Fall der "kalten" Traglast die am Rand auftretenden maximalen Dehnungen auch die maximalen Spannungen erzeugen, kann dieser Zusammenhang nun nicht mehr erwartet werden, da dort auch die maximale Temperatur erreicht wird und eine verstärkte Festigkeitsabminderung eintritt. Die beispielsweise für den Normalfall gültige Beziehung

$$\max N_u = \sigma_3(\epsilon = \epsilon_z) \cdot F_B + \sigma_{st}(\epsilon = \epsilon_z) \cdot F_{st} \quad (7)$$

zur Ermittlung der maximalen zentrischen Tragfähigkeit eines Querschnitts läßt sich nur modifiziert auf den "heißen" Traglastfall übertragen. Infolge des Temperaturfeldes gilt für jede Isotherme ein anderer ϵ_z -Wert und wegen des nichtlinearen Dehnungsverlaufes ist eine geschlossene $\sigma(\epsilon)$ -Formulierung für den Gesamtquerschnitt ausgeschlossen. Die Normalkraft wird jetzt bestimmt durch Summation der Einzelanteile

$$N = F_B \sum_i \sigma_{3,i}(\epsilon_i) + \sum_k \sigma_{st,k}(\epsilon_k) \cdot F_{st,k} \quad (8)$$

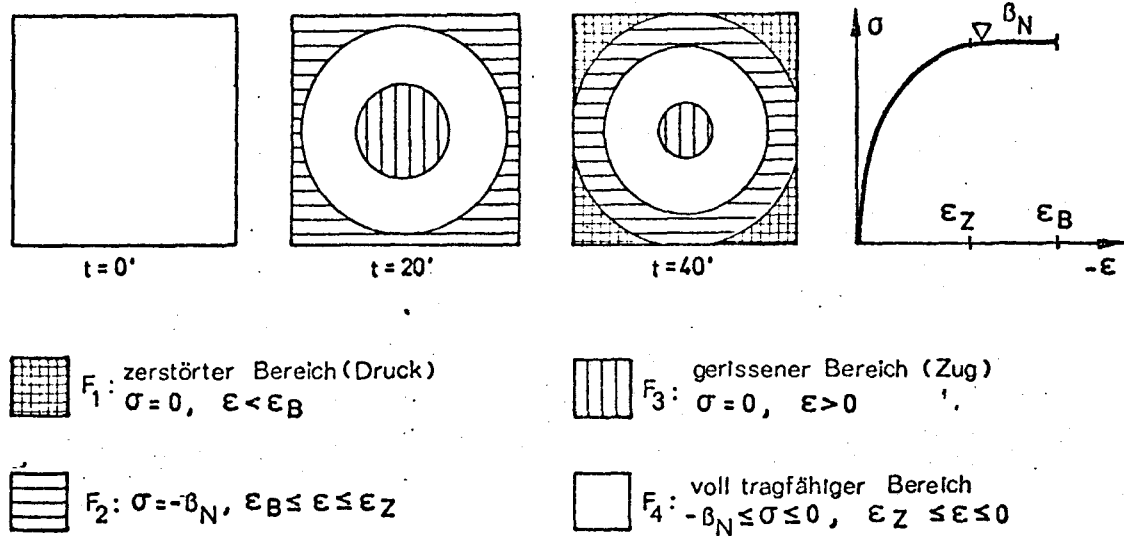
wobei für jedes Betonelement i und jede Stahleinlage k das der Elementtemperatur T_i bzw. T_k zugehörige Werkstoffgesetz nach Gleichung (5) bzw. (6) zu beachten ist.

Zur Bestimmung des Wertes von $\max N_u$ muß das Maximum der $N(\epsilon)$ -Funktion (8) bestimmt werden. Hierbei zeigt sich, daß die maximale zentrische Tragfähigkeit erst dann erreicht wird, wenn bereits Randbereiche infolge Druckzerstörung ausgefallen sind und dafür weniger heiße und damit tragfähigere Kernbereiche aktiviert werden (Bild 8).

Dieser gleiche Effekt zeigt sich auch bei der Bestimmung von $M_u(N)$. Die Randelemente werden über ihre Bruchdehnung hinaus beansprucht, ehe die maximale Tragfähigkeit des Gesamtquerschnittes erreicht wird.

Abbildung 8:

Betonausnutzung bei gleicher zentrischer Auflast



Während für den Normalzustand die M_u-N_u -Interaktionsbeziehung durch eine Variation der Randdehnungen direkt angebar ist, muß für den heißen Traglastfall dieses Wertepaar unter Berücksichtigung der Dehnungsverteilung des Gesamtquerschnittes iterativ ermittelt werden. Bild 9 zeigt den Einfluß der zunehmenden Erwärmung des Querschnittes auf die M_u-N_u -Tragfähigkeit.

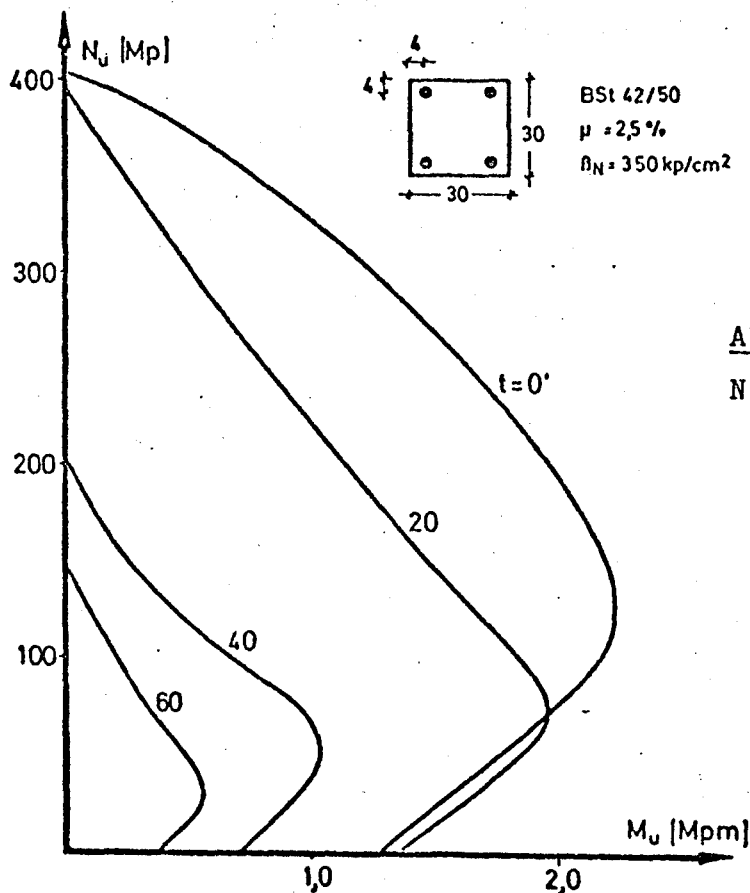


Abbildung 9:

 N_u-M_u -Interaktionsdiagramm

4.3 Einfluß der Stabverformungen

Zur Ermittlung der traglastreduzierenden Stabverformungen nach Theorie II. Ordnung (geometrische Nichtlinearität) wird die dreidimensionale Systemdiskretisierung benutzt. Wird ein Stabelement j der Länge l_j durch die Endmomente M_i und M_{i+1} beansprucht, so ergibt sich entsprechend den zugehörigen Krümmungen \varkappa mit ausreichender Genauigkeit die Auslenkung zu

$$w_j = \frac{l_j^2}{6} (2\varkappa_i + \varkappa_{i+1}) \quad (9)$$

Aus der Koppelung der einzelnen Stabelemente untereinander ergibt sich die Forderung

$$M_i = M_{i+1} + M_{II} \quad (10.1)$$

$$M_{II} = N_O \cdot w_j \quad (10.2)$$

wobei M_{II} das Zusatzmoment infolge Systemverformungen darstellt.

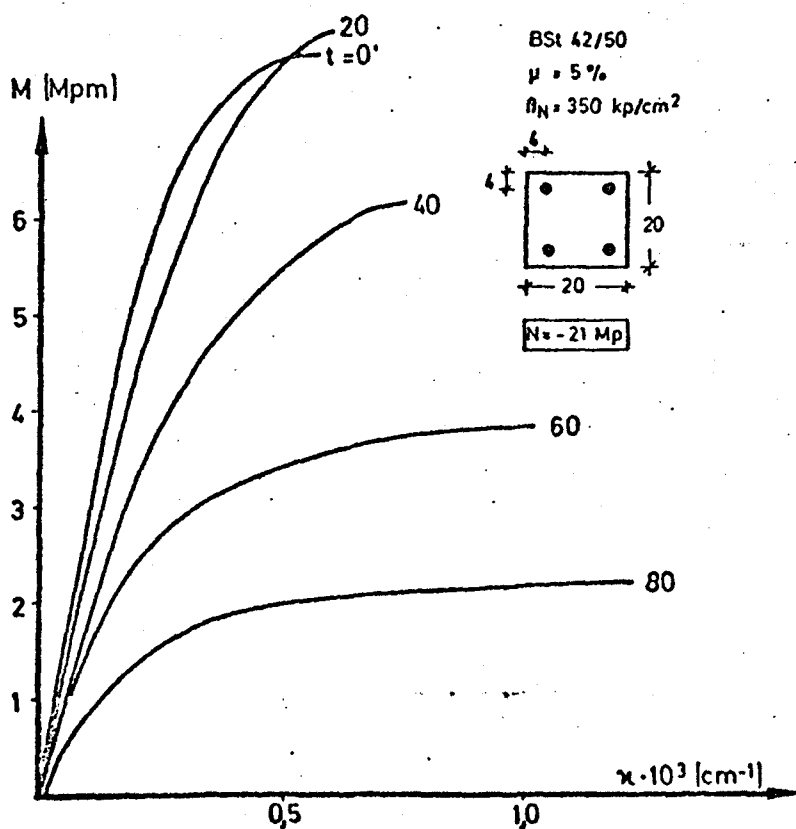


Abbildung 10:
 $M-\varkappa$ -Beziehung

$$\varkappa = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{h}$$

Die Biegemoment-Krümmungs-Beziehung ($M-\kappa$) repräsentiert somit in direkter Form die Steifigkeit des Elementes. Bild 10 veranschaulicht den zu erwartenden fortschreitenden Traglastverlust bei gleicher Beanspruchung N_0 infolge abnehmender Steifigkeit bei zunehmender Temperatur.

Aus Gleichungsgruppe (10) ist die Bedingung für die zulässige planmäßige Biegemomentenbeanspruchung M_0 einer schlanken Stahlbetonstütze abzuleiten. Im Bruchquerschnitt ergibt sich das Bruchmoment M_u bei vorgegebener konstanter Auflast N_0 zu

$$M_u(N_0) = M_0 + M_{II}(N_0) \quad (11)$$

Versteht man weiterhin die planmäßige Biegemomentenbeanspruchung M_0 als Wirkung der exzentrisch angreifenden Normalkraft N_0

$$M_0 = N_0 \cdot e_0 \quad (12)$$

so ergibt sich nach Umformen der Gleichung (11) und durch Benutzen der Ausdrücke (10.2) und (12)

$$\max e_0 = e_u - w; \quad (13)$$

dieser Wert muß gegebenenfalls noch um die ungewollte Ausmitte \bar{e}_0 infolge unvermeidlicher Systemimperfectionen reduziert werden.

Die Größe $\max e_0$ stellt somit die maximale Ausmitte der Auflast N_0 dar. Mit dieser Exzentrizität erreicht das System infolge der Zusatzverformungen nach Theorie II. Ordnung im Bruchquerschnitt seine Traglast.

Für die hier untersuchte Problemstellung ergibt sich wegen $M_u(N_0, T(t))$ die Exzentrizität als zeitabhängige Funktion:

$$\max e_0 = e(t)$$

5. Längsdehnungsbehinderte Stützen, Hochtemperatur-Kriechen

Die Dehnung einer thermisch belasteten Stahlbetonstütze wird in vielen Fällen durch Unterzüge, Scheiben oder andere Stützen behindert. Die daraus resultierenden Zusatzkräfte beeinflussen den Versagenszeitpunkt t_u in hohem Maße.

Neuere experimentelle Untersuchungen über das Verformungsverhalten von belastetem Beton bei instationärer Temperaturbeanspruchung zeigen Dehnungen, die deutlich größer sind als die den Lastspannungen σ_p zugeordneten Dehnwerte

$$\varepsilon_p = \varepsilon(\sigma)$$

Das gesamte Dehnungsverhalten setzt sich näherungsweise additiv aus den Einzelanteilen

$$\bar{\varepsilon} = \varepsilon_p + \varepsilon_{mc} + \varepsilon_\varphi$$

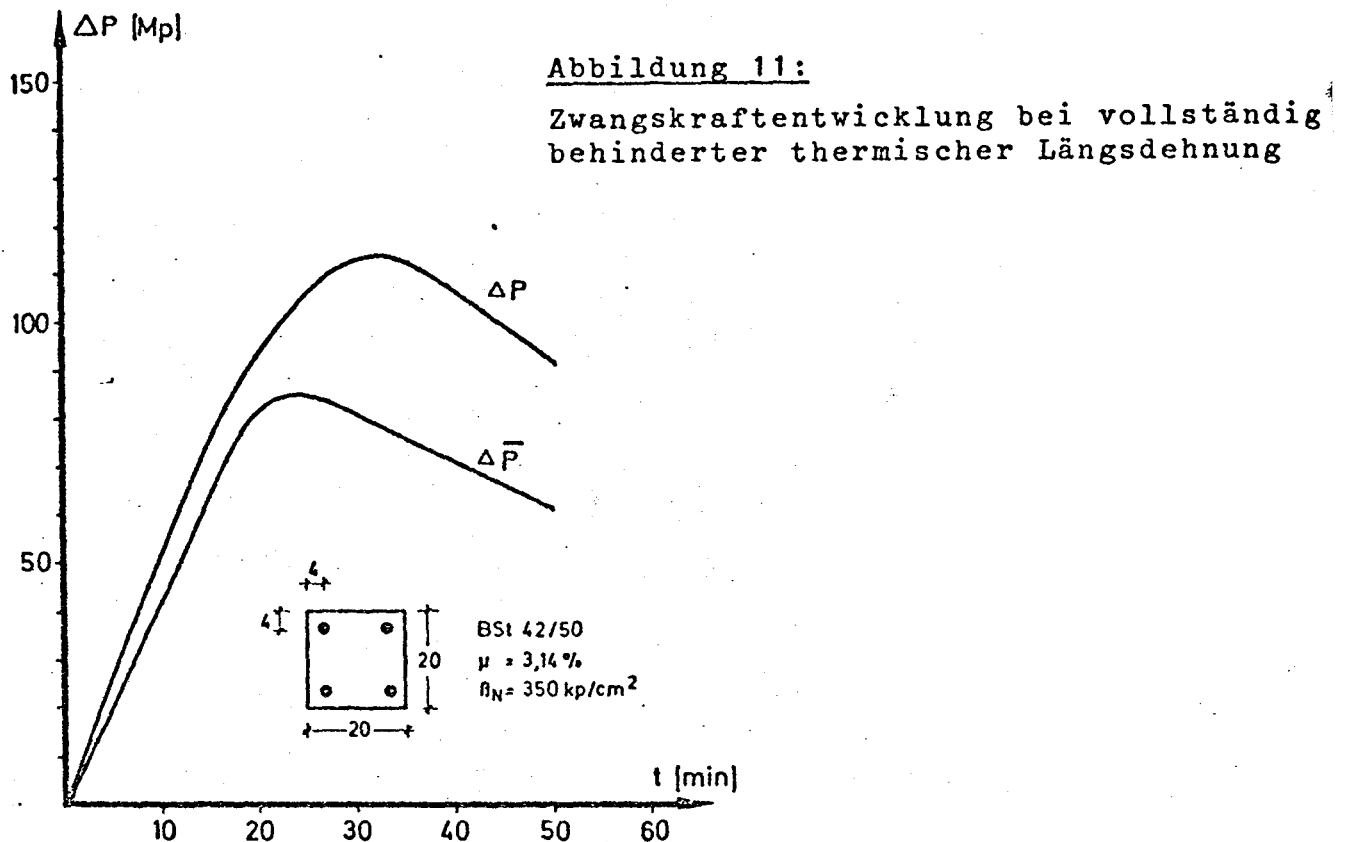
zusammen. Der viskoelastische Anteil ε_φ ist wegen der hier betrachteten kurzen Zeiträume in der Regel vernachlässigbar. Der Hauptanteil ε_{mc} resultiert aus einer fortschreitenden inneren Mikrorißbildung, gekoppelt mit instationären Hochtemperaturkriechvorgängen.

Bei der Anwendung dieser Ergebnisse auf einen Stahlbetonquerschnitt muß wegen der nichtlinearen Dehnungs- und Temperaturverteilung jedem Punkt das ihm eigene, funktional gekoppelte Wertetripel

$$\{\sigma, T, \varepsilon_{mc}\}$$

zugeordnet werden. Bei der Berechnung von $\bar{\varepsilon}$ sind zusätzlich die gegenseitige Abhängigkeit der Einzelelemente untereinander und gewisse physikalische Randbedingungen des Gesamtquerschnittes zu beachten.

Bild 11 zeigt die so ermittelte zeitliche Entwicklung der Zwängungskräfte für einen Querschnittstyp.



6. Ergebnisse

6.1 Konvergenz, Reichenzeit

Die Genauigkeit des Rechenverfahrens wurde sowohl durch Vergleich der Ergebnisse mit bekannten analytischen Traglastlösungen als auch mit Traglastversuchsergebnissen überprüft.

Bei dieser Kontrolle für Stützen zum Zeitpunkt $t = 0$, also dem Normalzustand ($T = T_0$), wird gleichzeitig sowohl die M-N-Interaktion als auch die M- α -Bestimmung kontrolliert, da sie Grundlagen für die Biegelinienberechnung darstellen. Es zeigte sich, daß die Abweichungen kleiner als 1 % waren.

Ergebnisse für $t > 0$ ("heiße" Traglasten) wurden anhand der Experimente von BECKER überprüf. Bei Berücksichtigung der speziellen Versuchsbedingungen lag der rechnerische Versagenszeitpunkt stets innerhalb des experimentellen Streubereiches.

Die erforderliche Rechenzeit zur Bestimmung der Traglast für einen einzelnen Zeitpunkt vergrößert sich gegenüber konventionellen Verfahren für den "kalten" Zustand etwa um den Faktor 10^2 .

6.2 Parameterstudie

Bild 12 zeigt die berechneten Traglastverläufe für einen Querschnittstyp bei unterschiedlichen Schlankheiten s_k/d und Gesamt-Bewehrungsprozentsatz μ .

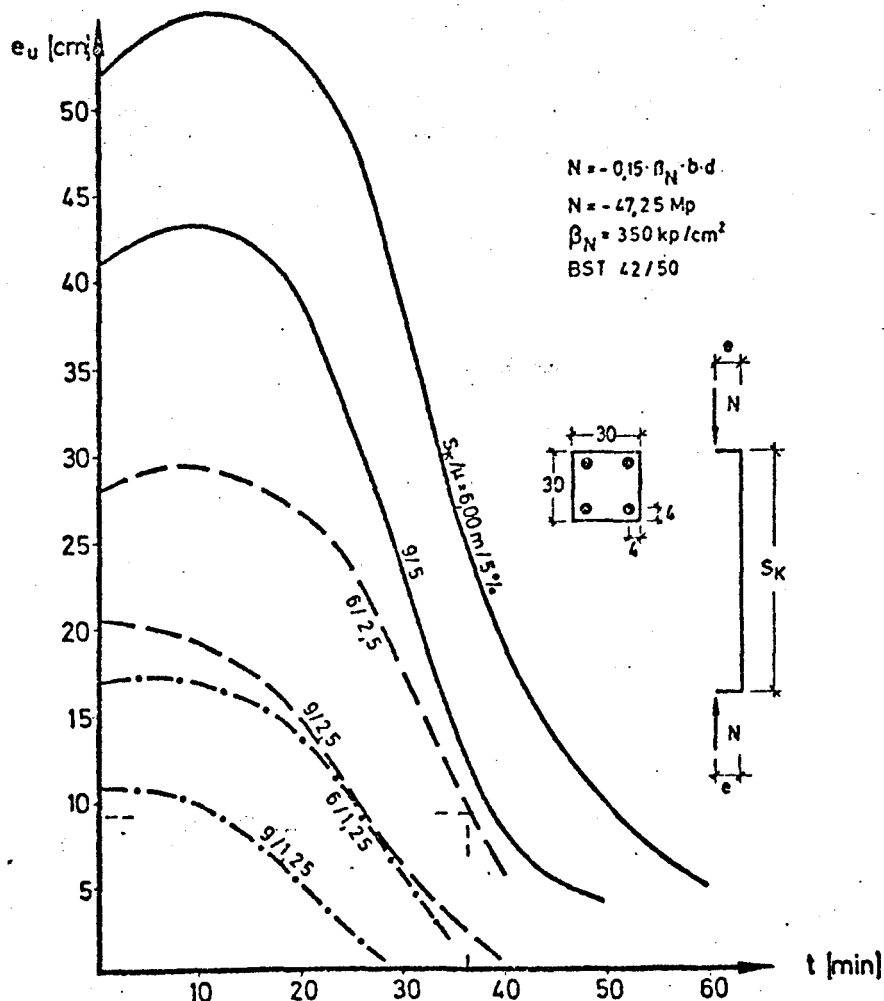


Abbildung 12:
Traglastdiagramm

6.3. Beispiel:

Die Sicherheit einer Stahlbetonstütze im Brandfall soll ermittelt werden.

Geometrie: $b/d/h/h' = 30/30/26/4 \text{ cm}$
 $s_K = 6,00 \text{ m}$
 $(F_e = F'_e \cdot h'/h = 0,15)$
 $\mu = 4 \cdot 5,6 \text{ cm}^2 (\mu = 2,5 \%)$

Material: $\beta_N/\sigma_F/\sigma_u = 350/4200/5000 \text{ kp/cm}^2$
 (Bn 350, BSt 42/50 R)

Belastung: $N_0 = -47,25 \text{ Mp}, M_0 = 4,55 \text{ Mpm}$
 $(e_0/d = 0,321)$

Im kalten Zustand ($t = 0$ und $T = T_0$) hat diese Stütze eine Traglast von $M_u(N_0) = 17,0 \text{ Mpm}$.

Bei einer Temperaturbelastung entsprechend Bild 1 (T_{ETK}) und k e i n e r Längsdehnungsbehinderung versagt die Stütze unter der Gebrauchslast (N_0, M_0) nach $t = 36 \text{ Min.}$, da sich zu diesem Zeitpunkt $M_u(N_0, T(t)) = M_0$ ergibt (Bild 12).

Ist die Stütze vollständig längsdehnungsbehindert, entwickeln sich Zusatzkräfte entsprechend Bild 11. Diese erhöhte Normalkraft reduziert die gleichzeitig aufnehmbare Biegemomentenbelastung ganz erheblich.

Erste Kontrollrechnungen ergaben eine Verminderung der Feuerwiderstandsdauer um mindestens 50 %.

A1/A2 - III - 0

- III -

Versuche zum
Erwärmungsverhalten von Stahlbetonstützen

Dipl.-Ing. Rolf Bechtold

Als Teiluntersuchung, die mit einem im Institut vorhandenen Versuchsstand (Tresorprüfstand) durchgeführt werden konnte, sind Erwärmungsversuche an Stahlbetonstützen vorgenommen worden.

Diese Versuche sollten einerseits Aufschluß über einige Phänomene geben, die an Stützen bei Schadensfeuern beobachtet wurden, andererseits sollten sie Meßergebnisse liefern, welche bei bisher an Stahlbetonstützen ausgeführten Versuchen nicht gewonnen worden sind.

Ein weiteres Versuchsziel war, erste Erfahrungen mit der Montage und dem Einfahren in den Versuchsstand von senkrecht stehenden Probekörpern zu sammeln.

Weiter sollte die Möglichkeit einer optischen Messung der Verschiebung eines Punktes an einer Stütze während des Brandversuches im Hinblick auf die Meßeinrichtung des neuen Stützen- und Rahmenprüfstandes des SFB 148 geprüft werden.

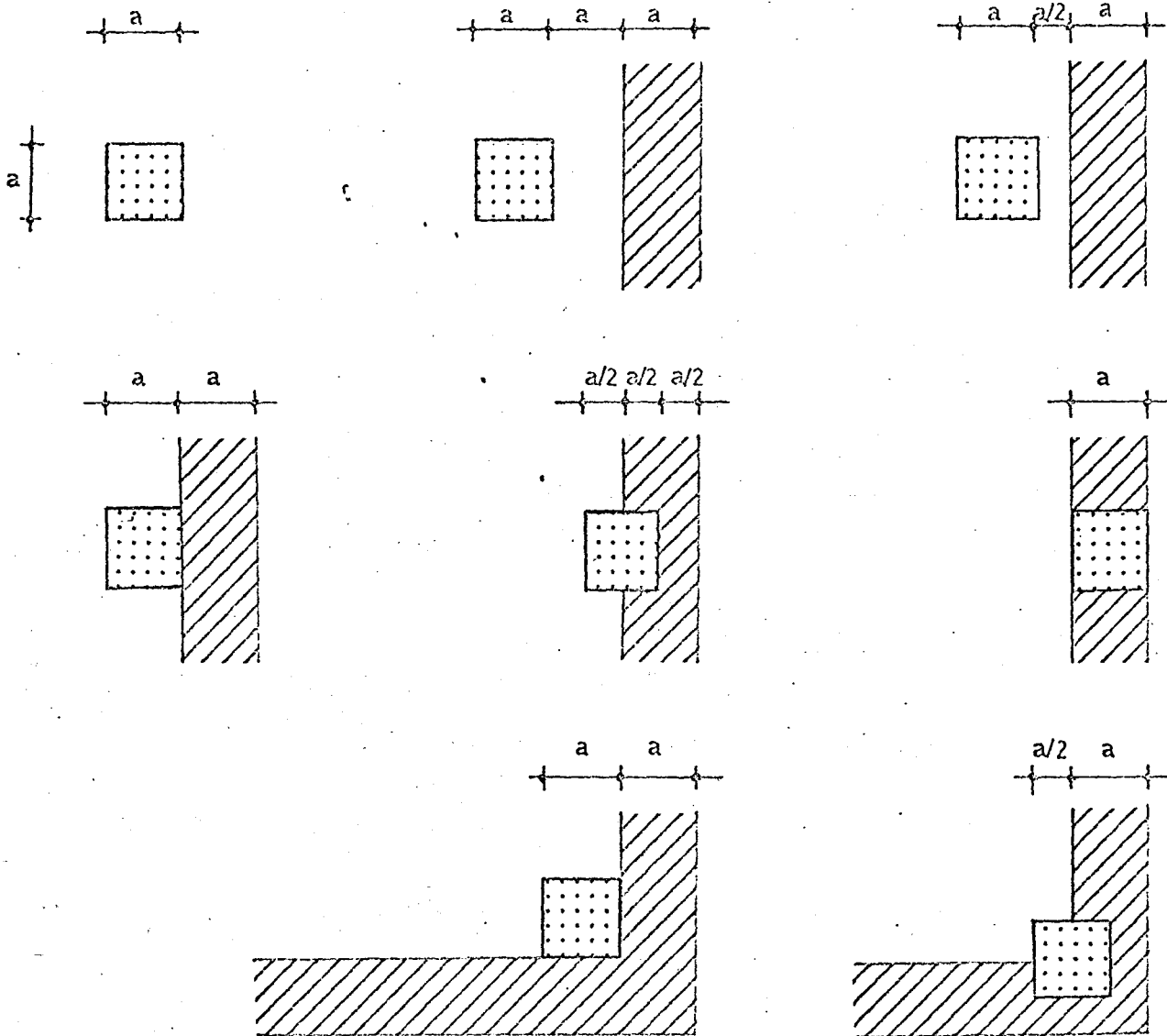
Um über die wesentlichen Punkte mit geringem Aufwand Aufschluß zu bekommen, wurden bei diesen Versuchen nur 2 Parameter variiert. Diese Parameter sind:

1. Stützenquerschnitt (Abmessung und Form)
2. Stellung der Stütze im Brandraum (d. h. Art der Beflammung, allseitig, dreiseitig, zweiseitig, einseitig - siehe Bild 1).

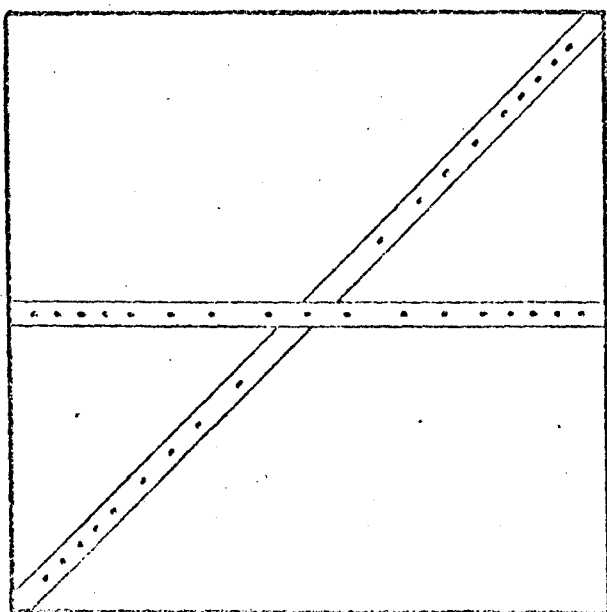
Es wurden als erste Serie quadratische Stützen mit folgenden Seitenlängen untersucht:

- a = 15 cm
- a = 20 cm
- a = 24 cm
- a = 30 cm
- a = 40 cm

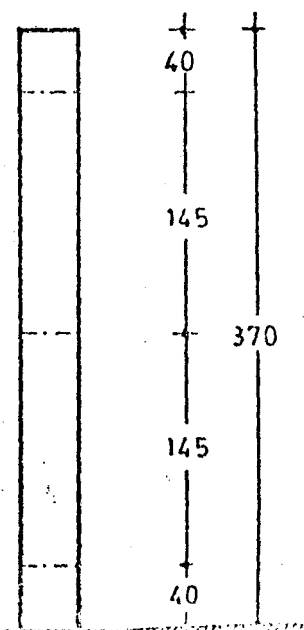
Stellung der Stützen zur Wand



Anordnung der Elemente in der Stütze



Anordnung der Meßquerschnitt in der Stütze



Ferner wurde eine Rundstütze vom Durchmesser $d = 40$ cm untersucht. Als zweite Serie wurden quadratische Stützen von 24 cm Seitenlänge untersucht, deren Stellung zu einer Wand im Brandraum wie in Bild 1 dargestellt war.

Die Länge der Stützen war 3,70 m; sie wurden auf voller Länge beflammt. Der Bewehrungsprozentsatz der Stützen betrug $F_e/F_b \approx 3 \%$; die Betongüte Bn 250.

Der Feuchtigkeitsgehalt am Versuchstag war bei den dünnen Stützen ca. 4,5 %, bei den dicken etwa 5,5 %.

Da bisher die Temperaturverteilung über den Querschnitt einer Stütze experimentell noch nicht ermittelt wurde, sind in die Stützen Thermoelemente einbetoniert worden, die so angeordnet waren, daß die Temperaturverteilung in relativ kleinem Raster gemessen werden konnte.

Die "Meßlinien" waren die Diagonale und die Symmetrieachse.

Der Abstand der Meßpunkte betrug im allgemeinen 1 cm, bei den dickeren Querschnitten ab 30 cm Seitenlänge in den Innenzonen 2 bis 4 cm.

Da die Meßpunkte symmetrisch angeordnet wurden, ist es möglich, Angaben über die Streuung der Temperaturverteilung infolge Unregelmäßigkeiten im Beton zu machen. In den Außenzonen - bis etwa 4 cm Tiefe - ist es von relativ großem Einfluß, ob z. B. an einem Zuschlagkorn, das bis an die Oberfläche reicht, im Zementstein oder in einer Pore gemessen wird.

Zeigten zwei Meßpunkte, die im Querschnitt gleich angeordnet waren, verschiedene Zeit-Temperatur-Verläufe, so wurde versucht, durch Auftrennen der Stütze die Ursache zu ergründen.

Ein Teil der Ergebnisse der Temperaturmessungen wurde errechneten Temperatur-Zeit-Verläufen gegenübergestellt. Im Rahmen der Rechen- bzw. Meßgenauigkeit konnte eine gute Übereinstimmung der Einzelwerte festgestellt werden.

Die Temperatur im Brandraum wurde so gesteuert, daß etwa in Stützenmitte die Einheitstemperaturkurve genau eingehalten wurde. Die Differenz der Brandraumtemperatur zwischen Stützenkopf und Stützenfuß war dabei etwa 70 - 100 °C.

Weiter wurde die Verlängerung der Stützen während des Aufheizens und die teilweise Rückverformung während des Abkühlens verfolgt. Die Stützen konnten sich während und nach dem Brandversuch frei verformen. Es soll ein Vergleich der Verformungen dieser unbelasteten Stützen mit den Verformungen der im Stützenprüfstand der Bundesanstalt für Materialprüfung in Berlin (BAM) vorgenommen werden.

Die Verkrümmung der Stützen wurde bei den nicht allseitig gleichmäßig beflamnten Stützen optisch gemessen. Mittels eines Zielfernrohres mit Fadenzugkreuz (Nivellier, Kathetometer) wurde die Auslenkung einer Meßmarke in der Horizontalen bestimmt.

Die Messung der Verkrümmung diente einerseits dem gleichen Zweck wie die Messung der Verlängerung, andererseits sollten hier wie vorerwähnt die Möglichkeiten einer optischen Bestimmung der Biegelinie einer Stütze geprüft werden.

Es zeigte sich, daß das Verfolgen der Bewegungen der Spitze eines in die Stütze geschlagenen Stahlstiftes mit einem Nivelliergerät trotz der Heißgase im Brandraum ohne Zwischenschalten von Licht- oder Wärmefiltern gute Ergebnisse bringt.

Wenn die Beobachtungsöffnung in der Brandraumwand groß genug ist, d. h. daß der Sehstrahl nicht an einer Kante gebeugt wird, und wenn der Sehstrahl rechtwinklig auf die Heißgasfront des Brandraumes auftrifft und somit nicht gebrochen wird, liegt die Meßgenauigkeit dieses Verfahrens im Bereich unter $\pm 0,5$ mm.

Es wurden Verkrümmungen bis zu 4 cm exakt registriert.

Weitere positive Erfahrungen mit optischer Messung von Verformungen von Bauteilen konnten bei den Brandversuchen an einem mehrgeschossigen Gebäude in Lehrte (siehe auch Seite A1/A2 - III - 6) gesammelt werden. Dort handelte es sich jedoch - versuchstechnisch bedingt - um Winkelmessung mit großem Abstand des Meßgerätes (Theodolith) zum Meßpunkt (Nagelkopf).

Die Stützen der ersten Serie mit verschiedenem Querschnitt wurden zweimal dem Brandversuch unterzogen, um die Größenordnung des Einflusses der Feuchtigkeit bestimmen zu können.

Ein Teil der Stützen der zweiten Serie mit 24 cm Seitenlänge wurde 30, 60, 90 und 120 Minuten beflammt, danach wurden sie auf Veränderungen untersucht, die sie infolge Feuereinwirkung erfahren hatten.

Es wurde die Veränderung der Betonfestigkeit über dem Querschnitt ermittelt. Die "zermürbte Schicht" wurde abgeschlagen und somit zunächst der noch tragfähige Betonkern festgestellt. Danach wurde dieser Kern (trocken) aufgeschnitten und mit dem Schmidthammer an vielen über den Querschnitt verteilten Punkten auf die vorhandene Druckfestigkeit untersucht.

Ein bei den Versuchsstützen gelagerter Kubus gleicher Betongüte und Seitenlänge, der nicht dem Brandversuch unterzogen worden war, lieferte Vergleichswerte für die Druckfestigkeit. In allen Fällen zeigte sich, daß innerhalb der Zone, die nicht über ca. 500 °C aufgeheizt wurde, sich die Druckfestigkeit kaum geändert hatte.

Die Dicke der zermürbten Schicht ist ein Maß für die Intensität der Feuereinwirkung auf einen Bauteil. Für Platten und Balken ist diese Größe bereits in einer Vielzahl von Versuchen ermittelt worden.

Für Stützen können nun erstmals solche Werte vorgelegt werden, so daß es künftig möglich sein wird, den Grad der Feuerbeanspruchung, die Stützen bei einem Schadensfeuer erfahren haben, auf eine einfache Art abzuschätzen.

Zusammen mit den vorerwähnten Druckfestigkeitsuntersuchungen läßt sich die Resttragfähigkeit des Betonkerns einer brandbeanspruchten Stahlbetonstütze ermitteln.

An der Bewehrung, den Längsstäben und den Bügeln, wurden ebenfalls Thermoelemente montiert, um die Temperaturentwicklung des Stahles verfolgen zu können. Die Längsstäbe der Stützen bestanden aus Stahl BSt 42/50 RK.

Vom Stahl der Längsstäbe wurden vor und nach dem Brandversuch Proben entnommen und einem Zugversuch unterzogen.

Da keine der hier untersuchten Stützen Abplatzungen zeigte, bei Schadensfällen jedoch häufig Abplatzungen an Stützen beobachtet worden sind, wurden zum Vergleich vom gleichen Stahl einige Proben ungeschützt den Temperaturen des Normbrandes für 20 bis 30 Minuten ausgesetzt.

Die Stahltemperaturen wurden, wie auch die Brandraumtemperatur, sowohl in Stützenmitte als auch am Stützenkopf und -fuß gemessen; die Temperaturdifferenz am Stahl zwischen Stützenkopf und -fuß war je nach Querschnitt nach 90 Minuten etwa 70 - 90 °C.

Neben den vorerwähnten Messungen wurde eine Vielzahl allgemeiner Beobachtungen gemacht.

Es wurden Rißbilder auf der Oberfläche aufgenommen, es wurde der Verlauf von Rissen von der Oberfläche ins Querschnittsinnere verfolgt.

Risse im Beton im Bereich der Bewehrung wurden im Hinblick auf eine Störung des Verbundes zwischen Stahl und Beton untersucht.

Die Versuche werden zur Zeit ausgewertet.

Ergänzend hierzu muß noch erwähnt werden, daß bei einem Forschungsvorhaben des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, bei dem bei natürlichen Bränden (Brandlast: Holzkrippen/Mobiliar) Bauteile beflammt wurden, außer Stahlstützen auch Stahlbetonaußenstützen zum Einsatz kamen, welche dieselben Seitenlängen, dieselbe Betongüte, die gleiche Bewehrung und eine ähnliche Bestückung mit Thermoelementen aufwiesen, wie die Serie mit 24 cm Seitenlänge.

Es lassen sich somit also unmittelbare Vergleiche der Einwirkung des Normbrandes auf Innenstützen zur Feuereinwirkung eines natürlichen Brandes auf Außenstützen ziehen.

- IV -

Rechnerische Untersuchung
des Tragverhaltens von
einfach statisch unbestimmten Stahlbetonrahmen
unter Brandbeanspruchung

Dipl.-Ing. Ataman Haksever

1. Einleitung

1.1. Vorbemerkung

Das übliche Verfahren zur Bestimmung der Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonbauteilen basiert heute noch auf experimentellen Untersuchungen und Erfahrungen. Dabei wird im wesentlichen die Feuerwiderstandsklasse eines Bauteils mit Normbrandversuchen bestimmt. Das Verformungsverhalten des Bauteils während des Versuches ist daher ein signifikanter Maßstab für die Klassifizierung des Tragelementes, das bei einer bestimmten Dauer des Feuerangriffes und unter Gebrauchslasten eine akzeptable Deformation erfahren darf. Falls das Tragelement im Versuch bis zum Bruch dem Feuerangriff ausgesetzt wird, erreichen damit die vorhandenen Lasten die Traglasten des Elementes im kritischen Zeitpunkt.

Eine der Begrenzungen dieser experimentellen Untersuchungen ist die Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse der isolierten Tragkörper auf hochgradig statisch unbestimmte Tragwerke, deren Gültigkeit jedoch noch nicht erwiesen ist. Die Bestimmung der Feuerwiderstandsdauer eines Bauteils durch Festlegung der örtlich kritischen Temperaturverteilung innerhalb eines Querschnittes ohne Rücksicht auf die Stadien der instationären Temperaturbeanspruchung im System fällt damit aus, weil eine solche Beschränkung der Veränderung der Materialeigenschaften und dem damit verbundenen Verformungsverhalten des Systems keine große Beachtung beimißt.

1.2. Aufgabenstellung

Die meisten bekannten Untersuchungen beschränken sich bis jetzt auf das Studium der einzelnen isolierten Konstruktionsteile, wie z. B. statisch bestimmt oder einfach statisch unbestimmt gelagerte Platten, Balken und Druckglieder. Die aus den einzelnen Versuchselementen gewonnenen Ergebnisse führen zu einem System, dessen Stäbe man als "Ersatzstäbe" bezeichnen kann. Mit dem Ersatzstab soll daher die Problematik der stabilen Gleichgewichtszustände des gesamten Systems auf die Stabstabilität zurückgeführt und analysiert werden. Ein mit solchen Untersuchungen definiertes Gesamtsystem-

verhalten, z. B. Trag- und Stabilitätsverhalten eines monolithischen Rahmen-tragwerkes, kann nicht aussagekräftig sein, da die Tragkapazität verschiedener Systemteile wie Riegel, und Stiele voneinander abhängig ist und die Interaktion der Riegel und Stiele das Tragverhalten des gesamten Systems bestimmt. Damit stellt das in 1.1 geschilderte Vorgehen eine Annäherung dar.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist die Entwicklung eines wirklichkeitsnäheren Rechenverfahrens, gleichzeitig soll aber auch dessen Simulationstechnik im Computer mit erträglichem Zeitaufwand (z. B. mit einer Digital-Rechenanlage von 16 K Kernspeicherkapazität) bewältigt werden.

2. Berechnung von Temperaturfeldern in Stahlbetonquerschnitten bei instationärer Temperaturbeanspruchung

2.1. Grundlagen

Das Tragverhalten von Stahlbetontragwerken im Brandfall wird wesentlich von der zeit- und ortsabhängigen Temperaturverteilung innerhalb eines Querschnitts beeinflusst. Die Bestimmung der Temperaturfelder in Bauteilen hat daher einen schwerwiegenden Anteil bei jeder weiteren computergerechten Behandlung des Problems, es sei denn, die Temperaturverteilung ist im Querschnitt experimentell vorher bestimmt worden.

Die Berechnung der Stahlbetonkonstruktionen unter instationärer Temperaturbeanspruchung erfordert jedoch die Bestimmung des Temperaturbildes innerhalb des Querschnittes in kurzen Zeitintervallen, so daß bei optimaler Variation dieser Zeitabstände die computergerechte Behandlung des Problems mit guter Konvergenz zu einer raschen Lösung geführt wird. Im allgemeinen Fall muß aber davon ausgegangen werden, daß die Temperaturen im Querschnitt zu den gewünschten Zeitabschnitten nicht bekannt sind. Daher ist es zweckmäßig, ein Computerprogramm zu entwickeln, welches sowohl den von der Zeit und vom Ort abhängigen Wärmeübergangsbedingungen als auch den von der Temperatur abhängigen thermischen Materialeigenschaften Rechnung trägt.

Die mathematische Behandlung des Problems wurde erstmalig 1822 von J. B. Fourier durchgeführt. Die nach ihm benannte Differentialgleichung lautet:

$$c \cdot \rho \cdot \frac{\partial T}{\partial t} = \operatorname{div} \lambda (\operatorname{grad} T) + W \quad (2.1)$$

Die mathematische Behandlung des hier erwähnten Problems mit Gl. (2.1) stellt jedoch nur eine Näherungslösung zur Bestimmung des Isothermenbildes in Stahlbetonquerschnitten dar. Die durch thermische Beanspruchung in der Betonstruktur stattfindenden physico-chemischen Reaktionen werden hier Wärmequellen und -senken hervorrufen, denn die Dehydratation des Betons bei hohen Temperaturen und die Verdampfung des Kapillarwassers führt zu Energieänderungen, was zur Folge hat, daß die Temperaturfelder in Stahlbetonquerschnitten merklich beeinflusst werden. Die experimentellen Untersuchungen haben jedoch gezeigt, daß die numerische Behandlung von Gl. (2.1) wesentlich vereinfacht werden kann, wenn die genannten Effekte durch eine Modifizierung der Temperatur- und Wärmeleitfähigkeit berücksichtigt werden und $W = 0$ gesetzt wird. Richtig wäre es aber, das Problem nach den Gesetzen der irreversiblen Thermodynamik durch ein System von partiellen Differentialgleichungen zu behandeln, da in der Betonstruktur unter instationärer Temperaturbeanspruchung neben dem Wärmetransport noch erheblicher Stofftransport (z. B. Feuchtigkeit) stattfindet, so daß sich hier beide Transportvorgänge überlagern.

2.2. Numerische Lösungsmethoden

Eine analytische Lösung von Gl. (2.1) selbst in modifizierter Form ist nur in Sonderfällen möglich. Es gelang Busch 1938, einige brauchbare analytische Lösungen für die Berechnung des Temperaturfeldes zu entwickeln. Aufgrund der komplizierten Randbedingungen war jedoch der Rechenaufwand erheblich, und es wurden dadurch bis in die jüngere Zeit in der Regel graphische und ähnliche Verfahren zur Lösung des Problems bevorzugt.

Mit der Entwicklung leistungsfähiger Rechenanlagen ist es jedoch möglich geworden, die numerischen Lösungsmethoden in der elektronischen Rechentechnik in Anwendung zu bringen. Numerische Verfahren sind prinzipiell sowohl für ebene als auch für räumliche Systeme zur Berechnung der Temperaturfelder geeignet. Sie können in zwei Hauptgruppen zusammengefaßt werden:

1. Flächen-Diskretisierung
"Finite-Element"-Methode
2. Punktartige Diskretisierung
 - 2.1. Differenzenverfahren
 - 2.2. Dynamische Relaxation

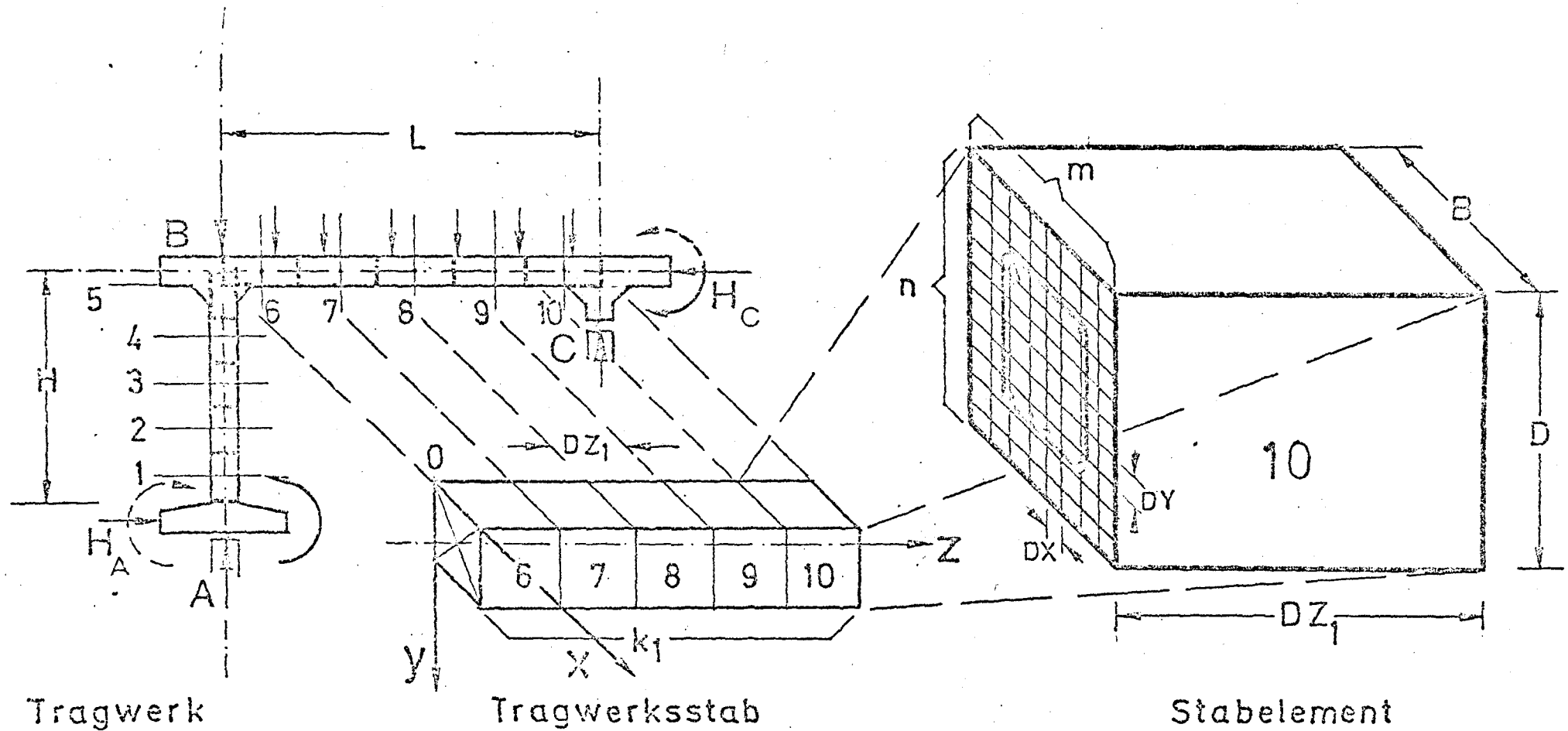
2.3. Anwendung des Differenzenverfahrens

In diesem Beitrag wurde das Differenzenverfahren zur computergerechten Behandlung des Problems bevorzugt, da es sowohl zum weiteren Aufbau der Rechenprogramme als auch wegen der guten Konvergenzsteuermöglichkeiten und der damit verbundenen kürzeren Rechenzeiten gegenüber den anderen Methoden zweckmäßig war. Für den $k + 1$ -ten Zeitschritt errechnet sich die Temperatur T^{k+1} an einem beliebigen Punkt (i,j) innerhalb des Stabquerschnittes aus der vorhergehenden Temperaturverteilung T^k zu:

$$\begin{aligned}
 T_{i,j}^{k+1} = & T_{i,j}^k \left(1 - p_{i,j} (\beta_{i,j+1} + \beta_{i,j-1} + (\beta_{i+1,j} + \beta_{i-1,j}) u^{-2}) \right) \\
 & + T_{i,j+1}^k (p_{i,j} \cdot \beta_{i,j+1}) + T_{i,j-1}^k (p_{i,j} \cdot \beta_{i,j-1}) \\
 & + T_{i-1,j}^k (p_{i,j} \cdot \beta_{i-1,j} \cdot u^{-2}) + T_{i+1,j}^k (p_{i,j} \cdot \beta_{i+1,j} \cdot u^{-2})
 \end{aligned} \tag{2.2}$$

Temperaturgleichung eines allgemeinen Punktes (i,j)

Die Gl. (2.2) formt sich je nach der Lage des Punktes (i,j) an den signifikant Stellen der Querschnittsebene um. Dabei tritt in der Gl. (2.2) die Menge der Wärmeströmungen, abhängig von den Randbedingungen und Oberflächentemperaturen des Bauteils, in Erscheinung. Die hier aufgezeigten Parameter p und β repräsentieren den Einfluß der Temperatur und der Feuchtigkeit auf die thermischen Materialeigenschaften, z. B. auf die Temperatur- und Wärmeleitfähigkeit des Betons in der Berechnung, während der dimensionslose Faktor u das Verhältnis $\Delta x / \Delta y$ zwischen den Rasterabständen im gewählten kartesischen Koordinatensystem darstellt (s. Bild 4). Bild 1 dagegen repräsentiert ein Gittersystem, in dem zwischen den benachbarten Punkten eines allgemeinen Punktes nach Gl. (2.2) Wäraustausch stattfindet.



Diskretisierung des Tragwerkes

$$L = k_1 \cdot DZ_1$$

$$H = k_2 \cdot DZ_2$$

$$B = m \cdot DX$$

$$D = n \cdot DY$$

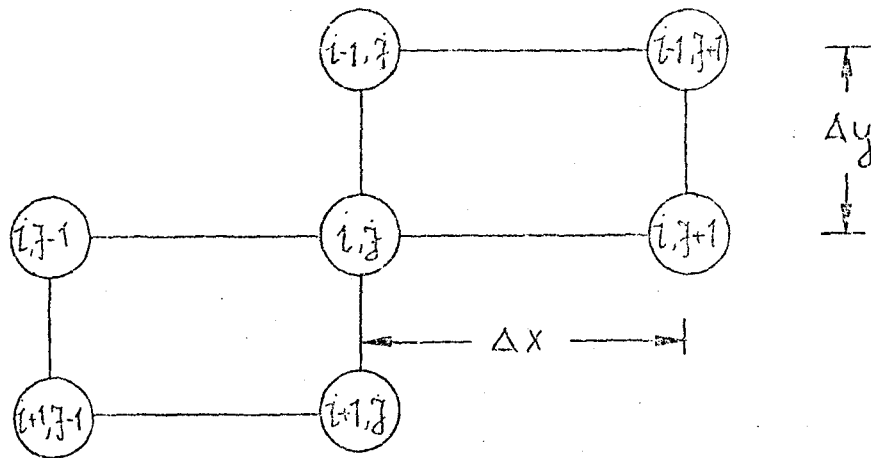


Bild 1: Das Gittersystem

Die Gl. (2.1) enthält die Werkstoffparameter c , ρ , λ ; die als spezifische Wärmekapazität, Rohdichtigkeit und Wärmeleitzahl genannt werden, stellen - abgesehen von Rohdichte und Wärmeleitzahl genannt werden, stellen - und sie sind als temperaturabhängige und infolge $T = T(t)$ als zeitabhängige Funktionen zu bestimmen. Es hat sich jedoch rechentechnisch als vorteilhafter erwiesen, einige einzelne Stoffwerte unter einem Parameter, nämlich einer sogenannten Temperaturleitzahl zu erfassen:

$$\alpha = \lambda / c \cdot \rho \quad (2.3)$$

Es ist sehr schwierig oder kaum möglich, die Temperaturleitzahl experimentell zu ermitteln. Dagegen kann sie nur indirekterweise aus den experimentell ermittelten λ , c , nach Gl. (2.3) bestimmt werden. Die in Gl. (2.2) enthaltenen p und β sind daher die Funktionen von den örtlich und zeitlich veränderlichen Parametern α und λ .

Zur vollständigen Lösung des Problems müssen noch bestimmte Anfangs- und Randbedingungen festgelegt werden, welche im Brandfall naturgemäß außerordentlich vielfältig sind.

Im allgemeinen Fall wird man davon ausgehen müssen, daß die mittlere Brandraumtemperatur bekannt ist und an der Bauteiloberfläche herrschende Wärmestrom (\dot{q}) mit Hilfe des Newtonschen Gesetzes

$$\dot{q} = \alpha \cdot (T_B - T_0) \quad (2.4)$$

berechnet werden muß. Hier bedeuten T_B mittlere Brandraum- und T_0 die Oberflä-

temperatur des Bauteils. Der in Gl. (2.4) auftretende Wärmeübergangskoeffizient ist allerdings sowohl zeitlich als auch örtlich verschieden und kann erfahrungsgemäß nur selten in geschlossener Form angegeben werden. Im Brandfall setzt sich α aus einem konvektiven und einem radiativen Anteil zusammen, welche in jedem Zeitschritt nach der Ortslage gesondert ermittelt werden müssen. In den niedrigeren Temperaturen wird der konvektive Anteil und bei den höheren Temperaturen dagegen wird der radiative Anteil von α bei der Bestimmung des Temperaturbildes im Querschnitt maßgebend sein. Auf Einzelheiten kann hier jedoch nicht weiter eingegangen werden, und es wird an dieser Stelle auf die einschlägige Literatur verwiesen.

Die Leistungsfähigkeit des hier vorgestellten Differenzenverfahrens soll an einem Beispiel demonstriert werden: In einem 20/40 cm dicken Stahlbetonbalken wurden die Temperaturfelder für den Fall, daß dieser entsprechend der Einheitstemperaturkurve nach DIN 4102 dreiseitig beheizt wird, berechnet. Die Feuchtigkeit wurde dabei mit rd. 4 Gew.-% angesetzt. Auf Bild 2 sind die berechneten Temperaturen zusammen mit experimentell ermittelten Werten dargestellt. Die berechneten und experimentell ermittelten Bauteiltemperaturen stimmen selbst nach langen Brandauern weitgehend überein, ein Beweis für die große Genauigkeit des Rechenverfahrens. Insbesondere wird auch der bei experimentellen Untersuchungen zu beobachtende Temperaturhaltepunkt infolge der Verdampfung des Kapillarwassers bei ungefähr 100 °C in der Berechnung mit ausreichender Genauigkeit wiedergegeben, s. Bild 2. Das Bild 3 dagegen zeigt in Verbindung zu der berechneten Temperaturverteilung des gleichen Querschnittes die Entwicklung der Isothermen mit fortschreitender Branddauer. Aufgrund dieser Ergebnisse wurde davon ausgegangen, daß die Berechnung der Temperaturfelder in der weiteren computergerechten Behandlung des Problems zufriedenstellend gelöst ist.

RECHTECKQUERSCHNITT 20/40

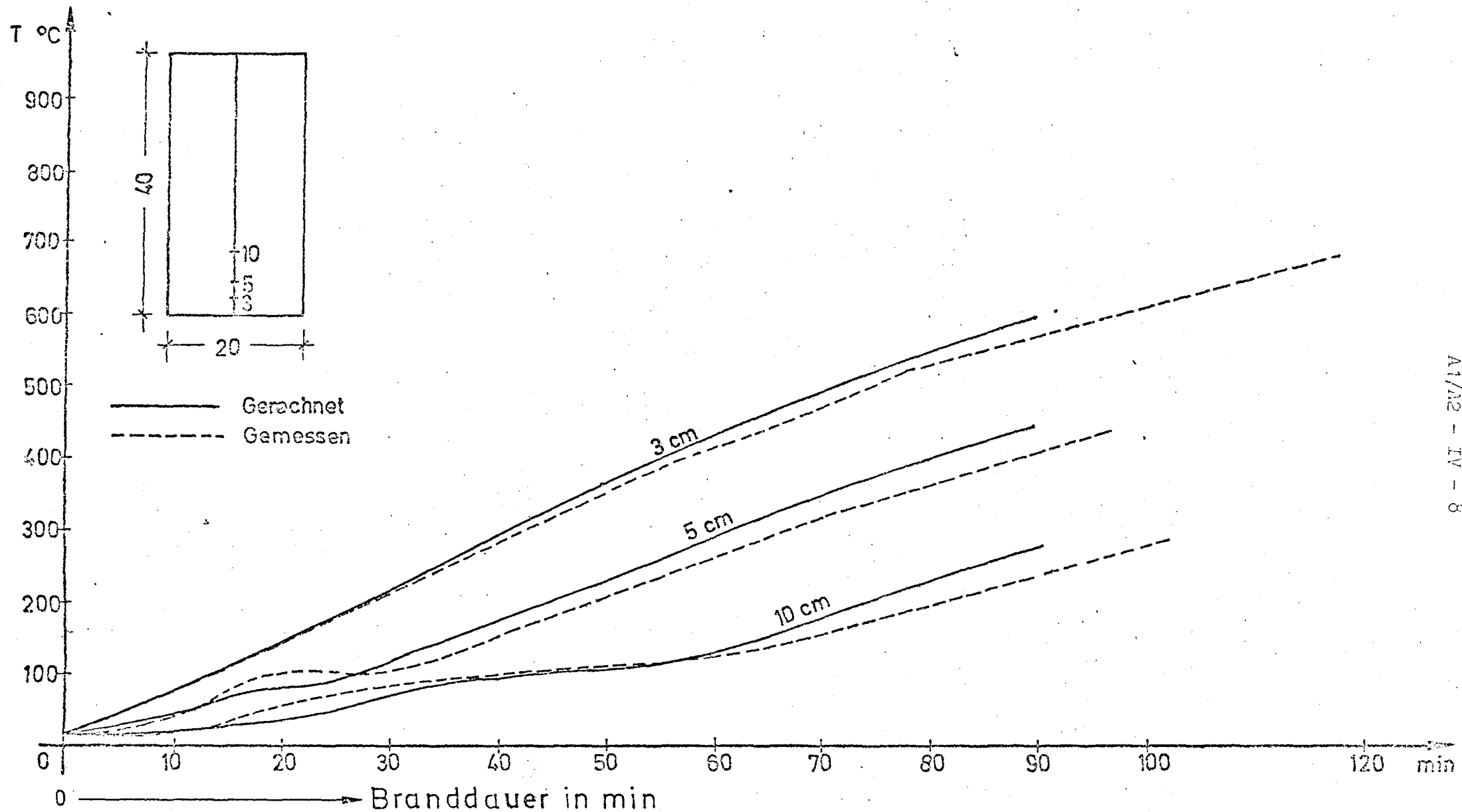


Bild 2

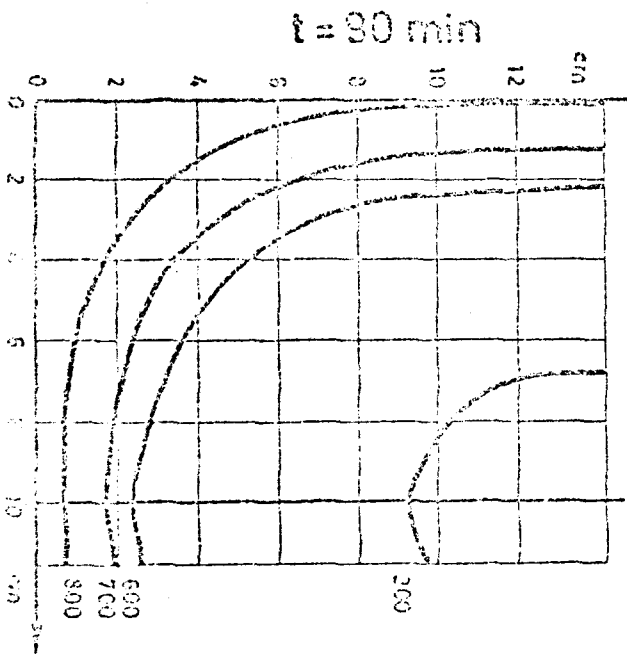
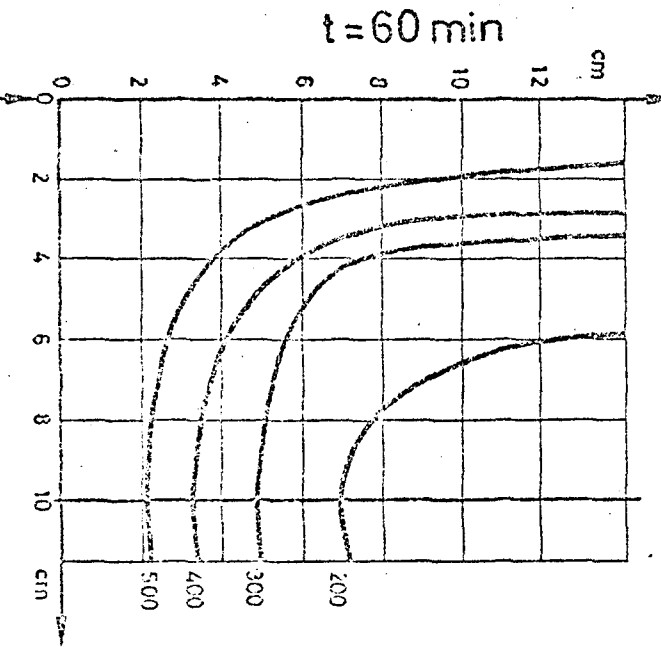
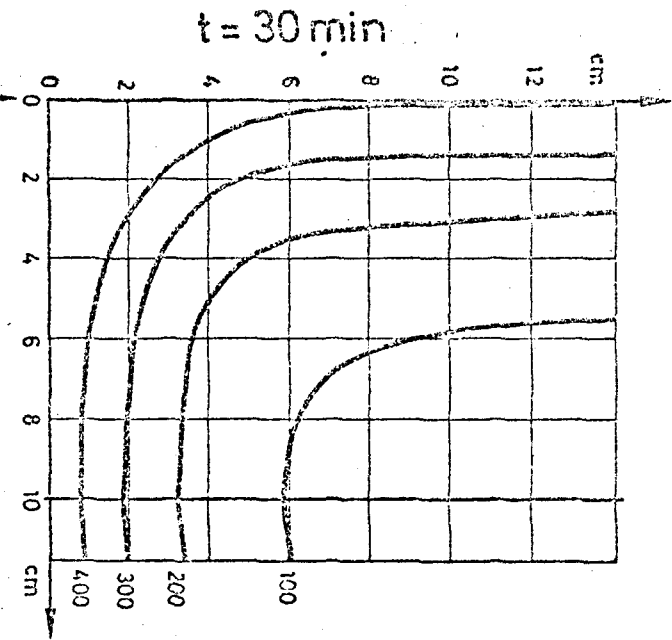


Bild 3

3. Diskretisierung des Rahmentragwerkes

3.1. Problemstellung

Die Problematik der strengen Verformungsrechnung nach der Theorie II. Ordnung an Stahlbetonrahmen liegt vorwiegend darin, daß zwischen den Belastungen des Systems und den zugehörigen Verformungen keine Proportionalität besteht; d. h. also für eine vorgegebene System- und Lastordnung können die zugehörigen Verformungen nicht mit herkömmlichen statischen Methoden berechnet werden. Bei Anwendung des Weggrößenverfahrens sind die System- $[k]$ und Verformungsgrößenmatrix $[d]$, welche wie in Gl. (3.1) benutzt werden, von einander abhängig. Die Lösung des Gleichungssystems erfolgt daher nur auf iterativem Wege, da die beiden Matrizen zuerst die überzähligen Größen des Gleichungssystems bilden, wobei hier p_0 anfängliche und p der bestimmten Branddauer entsprechende äußere Schnittgrößen repräsentieren.

$$[k] \cdot [d] + [p_0] = [p] \quad (3.1)$$

Dieser charakteristische Sachverhalt im Stahlbeton kann besonders aus zwei Gründen erklärt werden:

1. Das temperaturabhängige Werkstoffgesetz des Stahlbetons ruft zu dem proportional zunehmenden Beanspruchungszustand überproportionale zunehmende Verformungen hervor.
2. Die geometrische Nichtlinearität wird, trotz Annahme des Hook'schen Gesetzes bei Anwendung der Theorie II. Ordnung, gültig bleiben

Die beiden aufgeführten Einflüsse überlagern sich bei einem Beanspruchungszustand des Stahlbetons im Bauteil. Die Aufgabe lautet daher, einen stabilen Gleichgewichtszustand am verformten System im Sinne der Theorie II. Ordnung zu finden unter Berücksichtigung des temperaturabhängigen Werkstoffgesetzes für Stahlbeton.

3.2. Idealisierung des Rahmentragwerkes

Eine theoretische Spannungs- und Verformungsanalyse der Stahlbetontragwerke im Brandfall wird durch die geschilderten Zusammenhänge außerordentlich erschwert. Das Problem muß also praktisch so formuliert werden, daß rechentechnisch eine wirtschaftliche Lösung möglich wird.

In diesem Zusammenhang scheinen daher die Lösungswege insbesondere auf statisch unbestimmte Systeme konzentriert zu sein, weil solche Systeme im Brandfall - wie die Erfahrungen gezeigt haben - durch die Umlagerung der inneren Schnittkräfte erhebliche Tragreserven aufweisen.

In Bild 4 wurde der erste Schritt zur Lösung des Problems dargestellt. Ein ebenes Stahlbetonrahmentragwerk wird zunächst in Tragwerkstäbe unterteilt. Jeder Tragwerksstab erhält dabei ein Dreibein-Koordinatensystem, dessen Achsen wir mit x , y , z bezeichnen. Um das Materialverhalten eines Vielstoffquerschnittes im Brandfall am sinnvollsten zu beschreiben, ist es daher zweckmäßig, den gesamten Rechteckquerschnitt in x - und y -Richtung im allgemeinen mit unterschiedlichen Abständen zu unterteilen. Jetzt läßt sich für jedes Element des dadurch entstehenden Netzes nach der Fourier-Gleichung Gl. (2.1) die Temperatur berechnen und ein eigenes Materialverhalten abhängig von der Temperatur zuordnen. Damit erhält jedes Element wiederum ein temperaturabhängiges Spannungs-Dehnungsgesetz, und es wird damit der stofflichen Nichtlinearität im System Rechnung getragen.

Diese zweidimensionale Diskretisierung genügt aber nicht, um die geometrische Nichtlinearität entlang der Stabachse zu berücksichtigen. Das Traglastproblem eines Rahmensystems erfordert - wie schon erwähnt - eine Berechnung nach der Theorie II. Ordnung. Das wird dadurch erreicht, daß der Stab entlang der Stabachse durch Einführung der sogen. Stabelemente nochmals diskretisiert wird.

In diesem Verfahren wurden jedoch folgende Einschränkungen in Kauf genommen:

1. In jedem Stabelement entlang der z -Achse werden nur die einachsigen Beanspruchungen und die Biegesteifigkeiten zugrunde gelegt.

2. Der Einfluß der mehrachsigen Spannungskomponenten werden vernachlässigt.
3. Die Scherspannungen zwischen den Stabelementen werden vernachlässigt.

4. Gleichgewichtsbedingungen

4.1. Vorbemerkung

In jedem Stabelement müssen sich die inneren und dort herrschenden äußeren Schnittgrößen im Gleichgewicht befinden, um eine stabile Gleichgewichtslage im System zu schaffen. Die Verformbarkeit jedes Stabelementes ist eine Funktion der Beanspruchungsgrößen N und M . Sie ist definierbar durch eine Krümmungsfunktion \mathcal{K} wie in Gl. (4.1):

$$\mathcal{K} = f(N, M) \quad (4.1)$$

- Die Krümmungsfunktion \mathcal{K} ist im allgemeinen nicht linear, und sie kann nur mit geeigneten Vereinfachungen in Sonderfällen linearisiert werden. Unter der Voraussetzung des Ebenbleibens des Querschnittes und des Bestehens der Haftung zwischen Stahl und Beton läßt sich der Dehnungszustand in einem Querschnitt mit drei Kenngrößen der Bernoulli-Navier Krümmungsebene bestimmen. Diese Kenngrößen sind nach Bild 6 die oberen und unteren extremen Dehnungen und die Neigung der Nulllinie nach der y -Achse der Krümmungsebene. Obwohl im

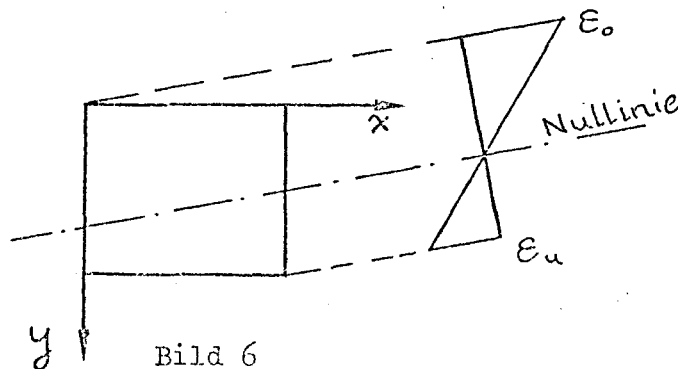
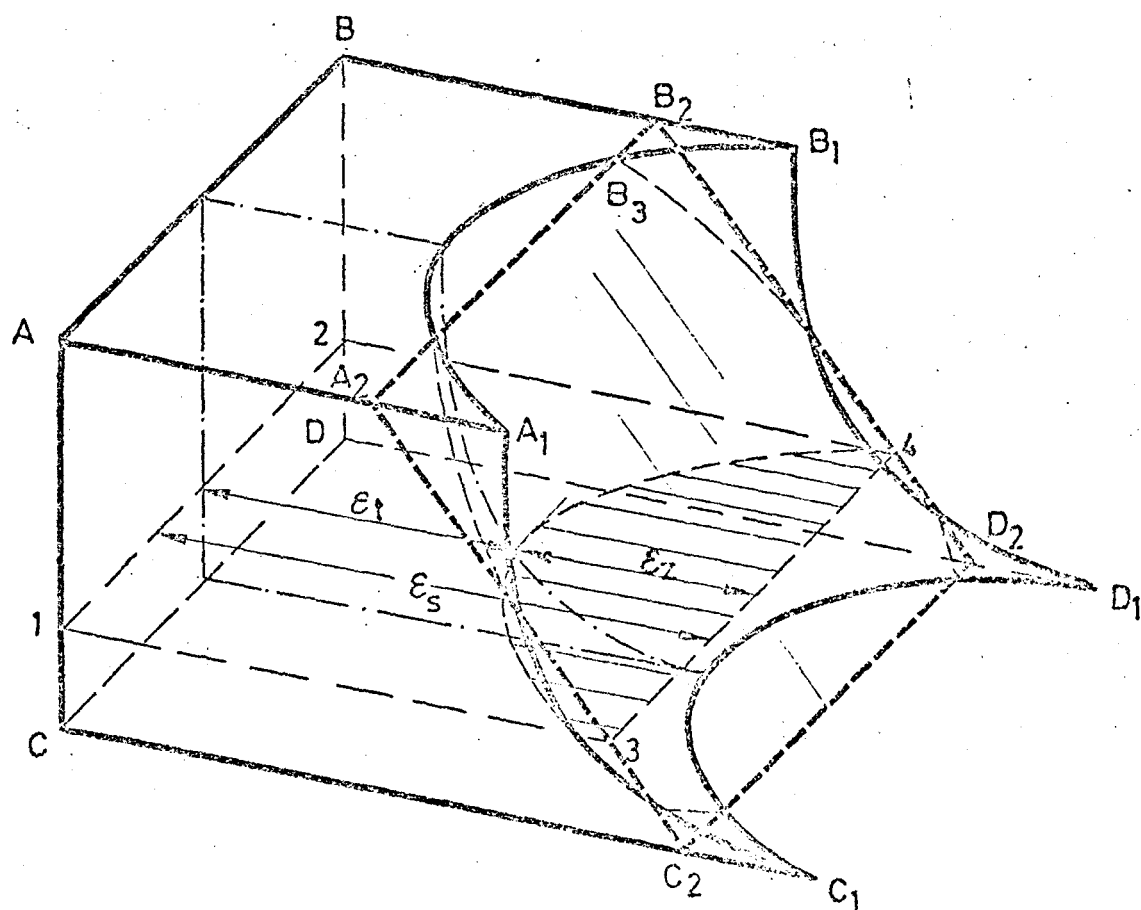


Bild 6

kalten Zustand die Zwangsdehnungen proportional mit der Entfernung zur Nulllinie linear sind, wird diese Linearität unter instationärer Temperaturbeanspruchung jedoch verschwinden, und man kann auch nicht mehr auf eine Nulllinie

zur Bestimmung der inneren Schnittgrößen Bezug nehmen. Bild 7 zeigt einen Gleichgewichtszustand eines Stabelementes im Brandfall. Hier stellen ε_t die freie thermische und ε_z die spannungserzeugende Zwangsdehnung dar. Die Gesamtdehnung ε_s wird daher durch die Krümmungsebene ($\square A_2B_2D_2C_2$) bestimmt. Aus dem Bild 7 geht hervor, daß die freien thermischen Dehnungen die Temperaturverteilung der instationären Temperaturbeanspruchung widerspiegeln.



Stabelement im Gleichgewicht

Bild 7

4.2. Iterative Bestimmung der Krümmungsebene

Die Krümmungsebene läßt sich mit ausreichender Genauigkeit mit Hilfe der numerischen iterativen Prozeduren bestimmen. Das geschieht mit einer Variationsberechnung der beiden simultanen Funktionen in Gl. (4.2)

$$N_i = f_1(\varepsilon_o, \varepsilon_u) \quad (4.2)$$

$$M_i = f_2(\varepsilon_o, \varepsilon_u)$$

Mit Hilfe ihrer totalen Differentiale lassen sich die Korrekturgrößen der Grenzdehnungen wie folgt errechnen:

$$dN = \frac{\partial f_1}{\partial \varepsilon_o} \cdot d\varepsilon_o + \frac{\partial f_1}{\partial \varepsilon_u} \cdot d\varepsilon_u \quad (4.3)$$

$$dM = \frac{\partial f_2}{\partial \varepsilon_o} \cdot d\varepsilon_o + \frac{\partial f_2}{\partial \varepsilon_u} \cdot d\varepsilon_u$$

Die obigen Gleichungen formen sich in Differenzenform wie in Gl. (4.4) um:

$$\Delta N = \frac{f_i^1 - f_{i+1}^1}{\varepsilon_o^i - \varepsilon_o^{i+1}} \cdot \Delta \varepsilon_o + \frac{f_i^1 - f_{i+1}^1}{\varepsilon_u^i - \varepsilon_u^{i+1}} \cdot \Delta \varepsilon_u \quad (4.4)$$

$$\Delta M = \frac{f_i^2 - f_{i+1}^2}{\varepsilon_o^i - \varepsilon_o^{i+1}} \cdot \Delta \varepsilon_o + \frac{f_i^2 - f_{i+1}^2}{\varepsilon_u^i - \varepsilon_u^{i+1}} \cdot \Delta \varepsilon_u$$

Hier zeigen die oberen Indices die Nummer der Funktionen, während die unteren auf die Iterationsschritte bei einer Variation der entsprechenden Grenzdehnung hinweisen.

Nach der Iteration sollen gleichzeitig

$$\Delta N = N_i - N_a \quad (4.5)$$

$$\Delta M = M_i - M_a$$

gegen Null gehen. Hier stellen N_i und M_i aus den vorgeschätzten Randdehnungen durch Integration des Spannungsfeldes ermittelte innere Schnittgrößen dar.

Zur Bestimmung der beiden simultanen Funktionen f_1 und f_2 der Gl. (4.2) wurden transzendente Gleichungen für die analytische Beschreibung des temperaturabhängigen Materialverhaltens des Stahlbetons entwickelt und hier angewandt.

Die verbesserten Randdehnungen errechnen sich daher wie folgt:

$$\begin{aligned}\varepsilon_o^{i+1} &= \varepsilon_o^i + \Delta\varepsilon_1^{i+1} \\ \varepsilon_u^{i+1} &= \varepsilon_u^i + \Delta\varepsilon_2^{i+1}\end{aligned}\tag{4.6}$$

Die Iteration konvergiert umso rascher, je genauer die Ausgangslage der Randdehnungen zu dem gesuchten Verformungszustand gewählt wird. Zur Beseitigung der Konvergenzschwierigkeiten hilft es in den meisten Fällen, wenn die Iterationsanzahl eine bestimmte Schranke überschreitet, den Beanspruchungszustand geringfügig zu ändern. In den fortgeschrittenen Brandbeanspruchungen jedoch müssen die vorgeschätzten Ausgangsranddehnungen besonders vorsichtig und genau zu dem gesuchten Verformungszustand gewählt werden.

5. Berücksichtigung der Randbedingungen

5.1. Grundlagen

Die inelastische Verformungsfigur des Rahmensystems muß zu jedem Zeitpunkt der Feuerbeanspruchung bestimmte geometrische Kompatibilitätsbedingungen erfüllen. Die Stabelemente müssen aneinander so gekoppelt werden, daß sich die dadurch ergebende Biegelinie ihre Kontinuität behält und gleichzeitig die Randbedingungen erfüllt.

Weil die Biegelinie ihre Kontinuität behalten muß, soll sie daher keine unstetigen Stellen enthalten. Das geschieht in der Regel mit der Bedingung, daß die Rahmenstäbe an den Systemknoten ihren ursprünglichen Anschlußwinkel behalten und die Stabelemente an den Übergangsstellen eine gemeinsame Tangente besitzen. Ein hyperstatisches System kann jedoch durch Verlagerung der inneren Schnittkräfte erhebliche Tragreserven im Brandfall aufweisen. Deshalb kann die Biegelinie nach einer bestimmten Branddauer unter Gebrauchslasten an den überbeanspruchten Stellen u. U. örtliche Unstetigkeiten erfahren. Das ist insbesondere darauf zurückzuführen, daß Stahlbeton qualitativ temperaturabhängig ist, er erfährt Festigkeitsabnahme und Zunahme des Plastizierungsvermögens bei zunehmender Temperaturbeanspruchung. Diese mechanischen Eigenschaften des Stahlbetons sind die Ursachen der Plastizierungsvorgänge, welche die Kontinuität der Biegelinie und die Systemstabilität erheblich beeinflussen.

Ein Rahmensystem kann im Brandfall nach dem Plastizierungsvorgang noch tragfähig bleiben, solange die stabile Gleichgewichtslage nicht gestört ist.

5.2. Ermittlung der Schnittgrößen

Weil das Verhalten des Stahlbetons im Brandfall beanspruchungsabhängig ist, kann die Biegelinie nur iterativ bestimmt werden. Bei jedem Iterationsschritt muß also der Beanspruchungszustand gezielt so verändert werden, daß die zuletzt ermittelte Biegelinie den statischen Randbedingungen ausreichend genügt. Bekanntlich können mit einmaliger Integration der Krümmungen die Stabendverdrehungen und mit zweimaliger Integration derselben die Verformungen bestimmt werden. Die Problematik liegt also darin, eine vertretbare überzählige Größe des hyperstatischen Systems zur Bestimmung des Beanspruchungszustandes zu wählen, welche auch gute Konvergenzeigenschaften besitzt. Bei einem einhäufigen Rahmen wurde dieses durch Variation des Eckmomentes erreicht. Zur Bestimmung eines Anfangswertes für das Eckmoment in Raumtemperaturen können für eine gegebene System- und Lastordnung zuerst die herkömmlichen statischen Methoden herangezogen werden. Damit kann die Iterationsanzahl in der anfänglichen Berechnung der endgültigen Schnittgrößen verringert werden. Wenn dadurch die äußeren Schnittgrößen entlang der z-Achse der Tragwerksstäbe in den diskreten Punkten bekannt sind, wird das Spannungsfeld und die Krümmungsebene mit Hilfe des Krümmungsunterprogramms bestimmt.

5.3. Bemerkungen über die Konvergenzschwierigkeiten der Krümmungssubroutine

Über die Konvergenzschwierigkeiten der Krümmungsberechnung sollen hier einige Bemerkungen angeschlossen werden. Im allgemeinen konvergiert das Verfahren sehr rasch, so daß meist nach 3 - 5 Iterationsschritten die gesuchte Krümmung unter Einhaltung einer Genauigkeitsschranke von $\leq 1\%$ zwischen den inneren und äußeren Schnittgrößen zur Verfügung steht. Die Konvergenzschwierigkeiten treten meistens in den folgenden Fällen auf:

1. Wenn der geschätzte Dehnungszustand weitab vom gesuchten Dehnungszustand liegt.
2. Wenn die Variationsbreiten der Randdehnungen nicht genügend klein oder genügend groß gesteuert werden.

Die Anzahl der Iterationsschritte muß bei jedem Rechengang abgefragt werden. Übersteigt sie die Anzahl von 10, so ist die Konvergenz unzureichend. Im Falle einer Divergenz verschwindet aber auch die Krümmungsdeterminante, deshalb muß auch bei jedem Durchgang des Iterationszyklus geprüft werden, ob eine Minimumschränke nicht unterschritten wird. Zur Behebung der Konvergenzschwierigkeiten können folgende Verfahren Abhilfe schaffen:

1. Die vorgeschätzten Randdehnungen sollten immer aus einer vorhergehenden verbesserten Rechenprozedur in den Computer gelangen.
2. Im Falle von ungenügender Konvergenz oder Divergenz sollte eine Änderung der Variationsbreiten der Randdehnungen und eine geringfügige Laststeigerung vorgenommen werden.
3. Es sollte mit relativ kleinen Zeitschritten operiert werden.

Der Punkt 1 erfordert die Speicherung der Randdehnungen der diskreten Punkte für die nächstmalige Verwendung bei der Bestimmung der endgültigen Schnittgrößen. Es muß also überlegt werden, ob eine kürzere Rechenzeit bei Belegung von mehr Speicherplätzen oder umgekehrt in Kauf genommen werden soll.

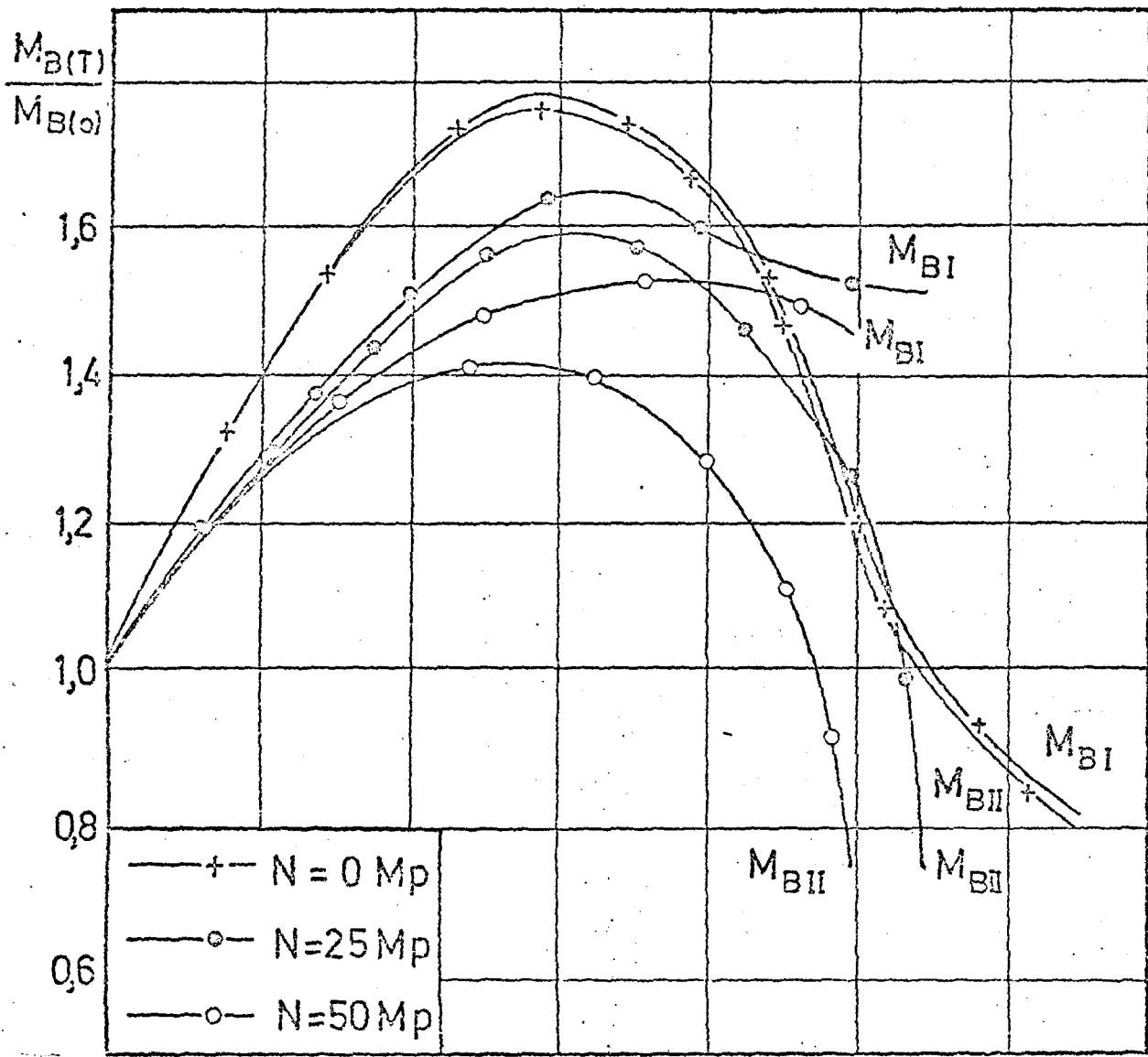
Im zweiten Punkt steigt jedoch die erforderliche Rechenzeit entsprechend der Anzahl der notwendigen Laststufen zwangsläufig an.

5.4. Verlauf der Schnittkräfte im Brandfall

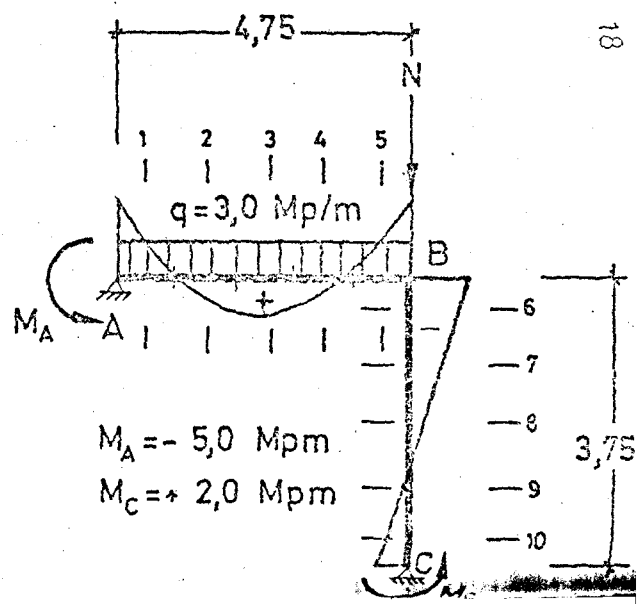
5.4.1. Verlauf des Eckmomentes eines einhüftigen Rahmens

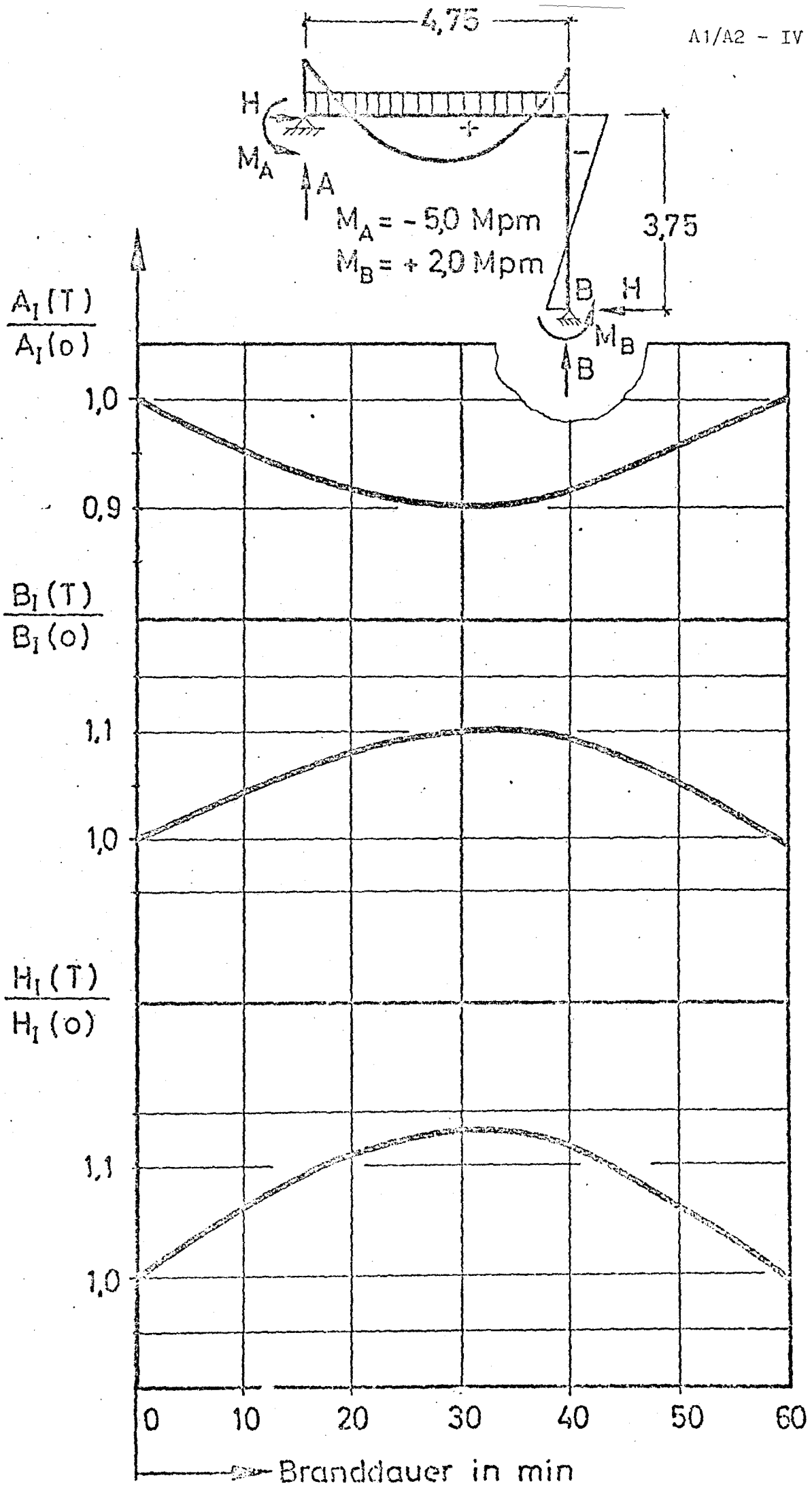
In Bild 8 ist der Verlauf des Eckmomentes im Brandfall dargestellt, wobei hier als Parameter die Normalkraft auf der Stütze gewählt wurde. Erwartungsgemäß steigt das Eckmoment mit zunehmender Branddauer an, während das Feldmoment zurückgeht. Nach Durchlaufen eines Maximums nimmt das Eckmoment wieder ab. Das ist insbesondere bedingt durch die Festigkeitsabnahme der Stahlbetonstruktur einerseits und durch die Plastizierungsvorgänge an den überbeanspruchten Stellen der Stütze andererseits in erhöhten Temperaturen.

Bild 8: Verlauf des Biegemomentes im Brandfall



Riegel = 20/40
 Stütze = 20/30
 Beton $\sigma_N = 350 \text{ kp/cm}^2$
 Stahl $\sigma_{St} = 42/50$
 Feuchtigkeit = 2.0%
 Betondeckung $h' = 3.5 \text{ cm}$





Im Bild 8 wird außerdem der bemerkenswerte Einfluß der Normalkraft in der Stütze deutlich. Während bei den niedrigeren Stützenlasten der Anteil der Momente aus der Theorie II. Ordnung unerheblich bleibt, ist er bei den höheren Stützenlasten und Temperaturen nicht vernachlässigbar.

5.4.2. Verlauf der Auflagerkräfte

Im Bild 9 ist der Verlauf von Auflagerkräften in dimensionsloser Form dargestellt. Der Verlauf der Auflagerkräfte läßt die gleichen Tendenzen wie der in Bild 8 gezeigte Momentenverlauf erkennen. Mit zunehmender Branddauer nimmt die Auflagerkraft A ab und durchläuft ein Minimum, während B und H simultan ein Maximum durchlaufen.

6. Traglastberechnung des Systems im Brandfall

Im Brandfall können zwei Kriterien zur Beschreibung des Bruchverhaltens von Betontragwerken unterschieden werden.

1. Die Bestimmung einer kritischen Branddauer bei vorgegebenen Gebrauchslasten
2. Die Bestimmung der Traglast für eine bestimmte Branddauer.

In Bild 10 ist die iterative Bestimmung der Traglasten im Falle eines Stabilitätsbruches dargestellt. Das Maß der Nichtlinearität des Lastverschiebungsdiagrammes wird mit der Laststeigerung bzw. mit fortschreitender Branddauer geringer. Im Bereich der Traglasten wachsen die Verformungen sehr rasch und nähern sich asymptotisch der kritischen Zeit bzw. der kritischen Last.

Um zu einer vorgegebenen Branddauer die Laststeigerung zu steuern, wird zuerst ein Lastverformungsdiagramm eines charakteristischen Punktes in der Stütze verwendet. Die Nichtlinearität zwischen den Sehnen OA und AB steuert den weiteren Anstieg der Last. Der Bruchzustand wird daher durch die Division der beiden Differenzenquotienten

$$\Delta P / \Delta s = 0 \quad (6.1)$$

definiert.

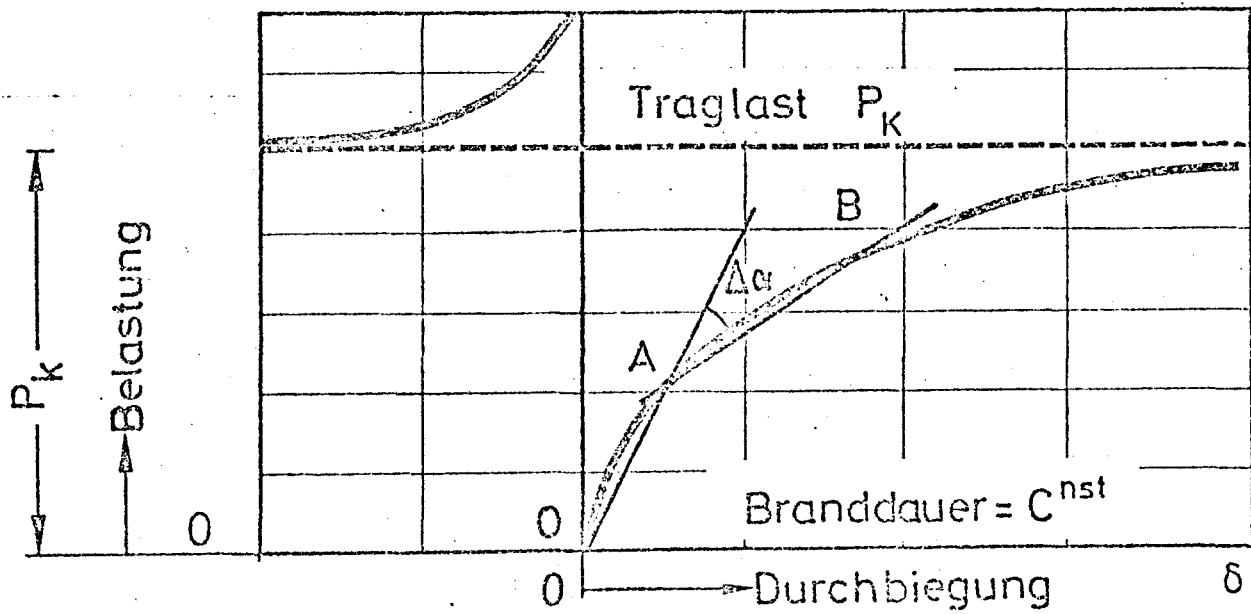
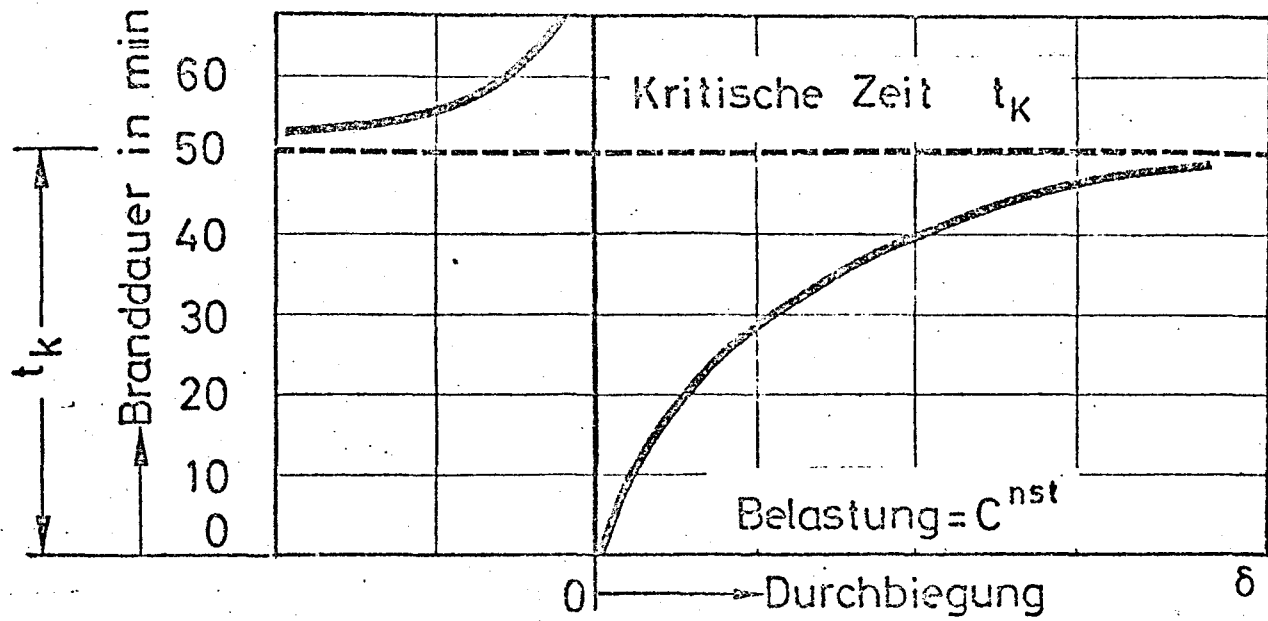


Bild 10: Traglasten eines Stahlbetontragwerkes im Brandfall

7. Einfluß der Beheizung auf das Verformungsverhalten des Rahmensystems

Im allgemeinen sind im Brandfall die Rahmenriegel dreiseitig und die Stützen vierseitig dem Feuer ausgesetzt. In einigen Sonderfällen ist es aber denkbar, daß die Rahmenendstützen auch wie der Riegel dreiseitig dem Feuer ausgesetzt werden. Daher wurden in den aufgestellten Programmen folgende Möglichkeiten für die Beheizungsart der Rahmenstäbe berücksichtigt.

1. Der Rahmenriegel ist dreiseitig beheizt
die Rahmenstütze ist vierseitig beheizt

Dabei besitzen Stütze und Riegel unterschiedliche aber rechteckige Querschnitte mit beliebiger Bewehrungsanordnung und thermische Materialeigenschaften.

2. Der Rahmenriegel und die Stütze sind beide dreiseitig beheizt. Weitere Bemerkungen sonst wie in Pkt. 1.
3. Der Rahmenriegel und die Stütze sind beide dreiseitig beheizt, sie besitzen jedoch den gleichen rechteckigen Querschnitt und thermischen Materialeigenschaften mit beliebiger Bewehrungsanordnung. Eine solche Festlegung der Querschnitte erleichtert die Berechnung wesentlich, da die Temperaturfelder nur einmal berechnet zu werden brauchen.
4. Drei- oder vierseitiger Wärmeangriff auf den Rahmenriegel und die Stütze können zeitlich gegeneinander verschoben werden. So ein Fall könnte evtl. durch möglich sein, daß die Rahmenriegel mit einer Unterdecke und die Stütze mit einer vorgezogenen Leichtwand über einen gewissen Zeitraum gegen Feuerangriff geschützt sind. In den nächsten Bildern 11 und 12 wird deshalb der Einfluß der Beheizung auf die Biegelinie der Rahmenstützen gezeigt. Bei den Rahmstützen, die nur von drei Seiten beheizt werden, wird die Biegelinie der Stütze mit zunehmender Branddauer gegensinnig gekrümmt, dagegen behält bei den vierseitig beheizten Stützen die Biegelinie ihre einsinnige Krümmung. Um diesen Sachverhalt in den Bildern besser demonstrieren zu können, wurde die Biegelinie modifizierter Form dargestellt und die lineare Verschiebung eines diskreten Punktes herausgenommen. Als letzte Bemerkung zu diesem Kapitel kann gesagt werden, daß aufgrund des geschilderten Verformungsverhaltens der Stützen das Biegemoment bei dreiseitiger Beheizung der Rahmenstützen erwartungsgemäß erheblich schneller ansteigt, als es bei vierseitig beheizten Stützen der Fall ist.

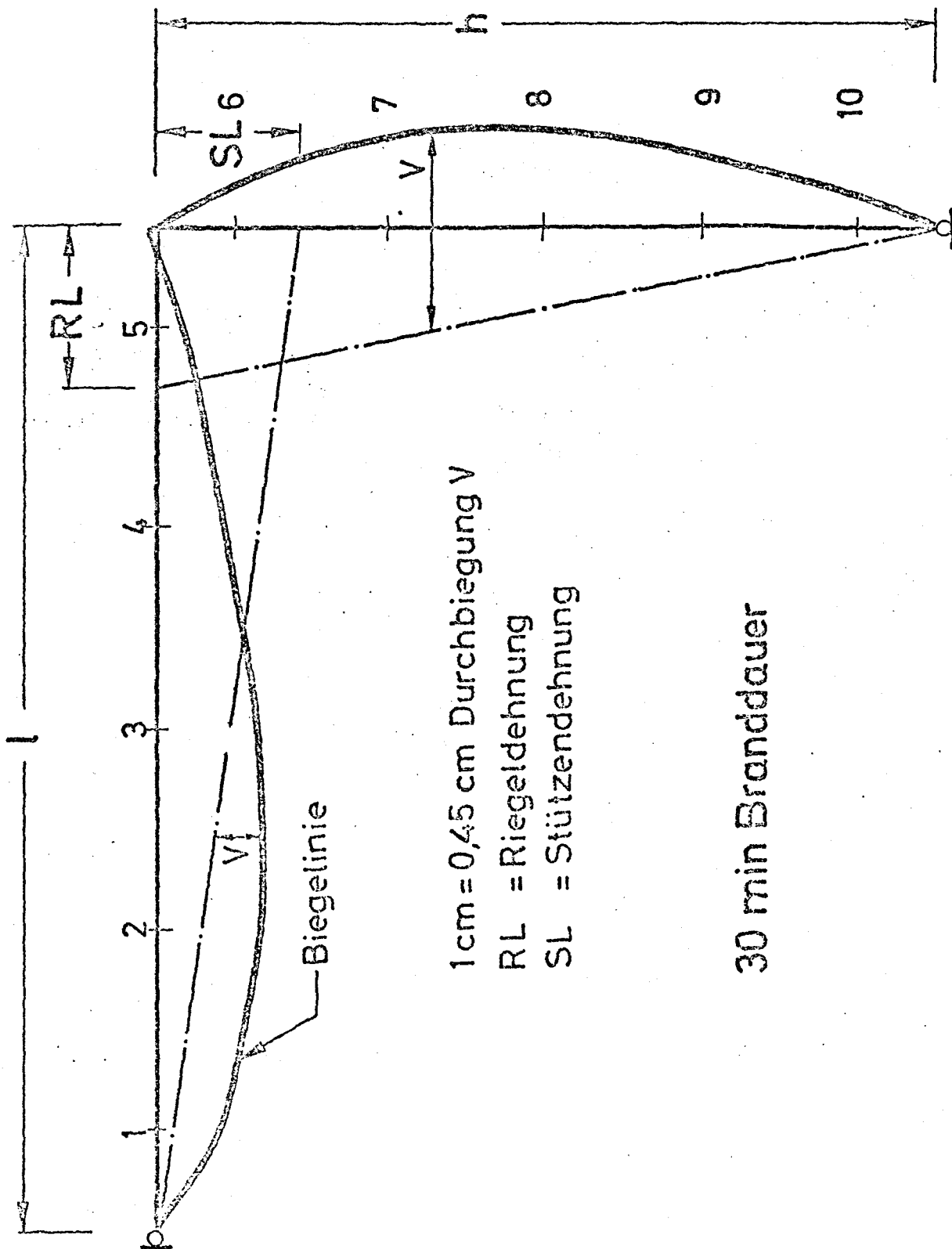


Bild 11: Verformungsbild eines einhüftigen Rahmens bei vierseitiger Beheizung der Stütze

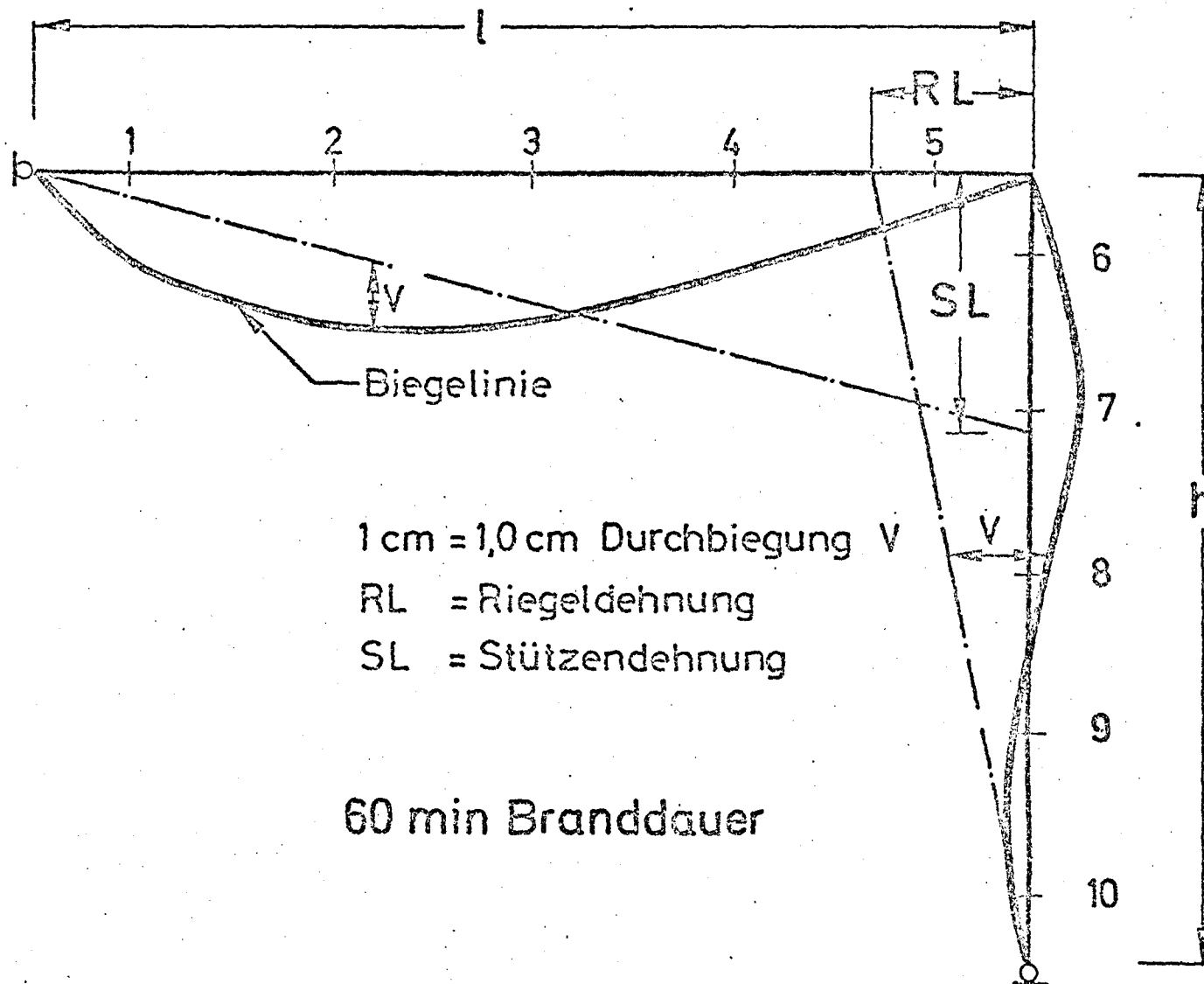


Bild 12: Verformungsbild eines einhüftigen Rahmens
 bei dreiseitiger Beheizung der Stütze

8. Einfluß der Normalkraft auf das Tragverhalten des Rahmentragwerkes

8.1. Vorbemerkung

Nach der Art der Beanspruchung sind zwei Typen von Stäben in Rahmentragwerken zu unterscheiden:

a) Druckstäbe

Es sind grundsätzlich Rahmenstützen, die auf Biegung mit Achsdruck beansprucht sind. Der charakteristische Momentenverlauf ist zwischen den Stabenden linear, da im Bereich der Stablänge keine Querlasten angreifen.

b) Biegestäbe

Rahmenriegel werden ebenso auf Biegung mit Achsdruck beansprucht, es überwiegt jedoch die Biegebeanspruchung.

Die geometrische Nichtlinearität wird bei den Rahmenstützen im Brandfall besonders erkennbar. Dagegen wird bei den Rahmenriegeln aus Gründen der Kleinhaltung der Durchbiegung und andererseits verhältnismäßig geringen Normalkräften in Riegeln diese Nichtlinearität vernachlässigbar. In den folgenden Bildern werden nur die Biegelinien von den Rahmenstützen, die nach der Theorie II. Ordn. berechnet sind, dargestellt, s. Bilder 13, 14 und 15.

8.2. Konstruktive Ausbildung der untersuchten Rahmentragwerke

Zur konstruktiven Auslegung der berechneten Rahmentragwerke ist folgendes zu sagen:

Zunächst wurden die Rahmentragwerke unter Beanspruchung der Lasten M_0, N_0 aus Raumtemperaturen nach DIN 1045 bemessen und eine praxisgerechte Bewehrungsanordnung vorgenommen. Die aufgebogenen Eisen aus dem Riegel reichten bis in die Stütze, bis Stabelement 7. Dadurch bildete das Stabelement 7 eine Übergangsstelle für die Bewehrung, ansonsten erhielt die Stütze eine durchgehende symmetrische Bewehrung aus vier Stäben. Die Durchlaufwirkung am Riegel und der Stütze wurden mit Stabendmomenten simuliert, welche während der ganzen Branddauer jedoch konstant blieben.

Bild 13: Verformungsbild des Rahmens bei einer Auflast der Stütze $N = 50 \text{ Mp}$

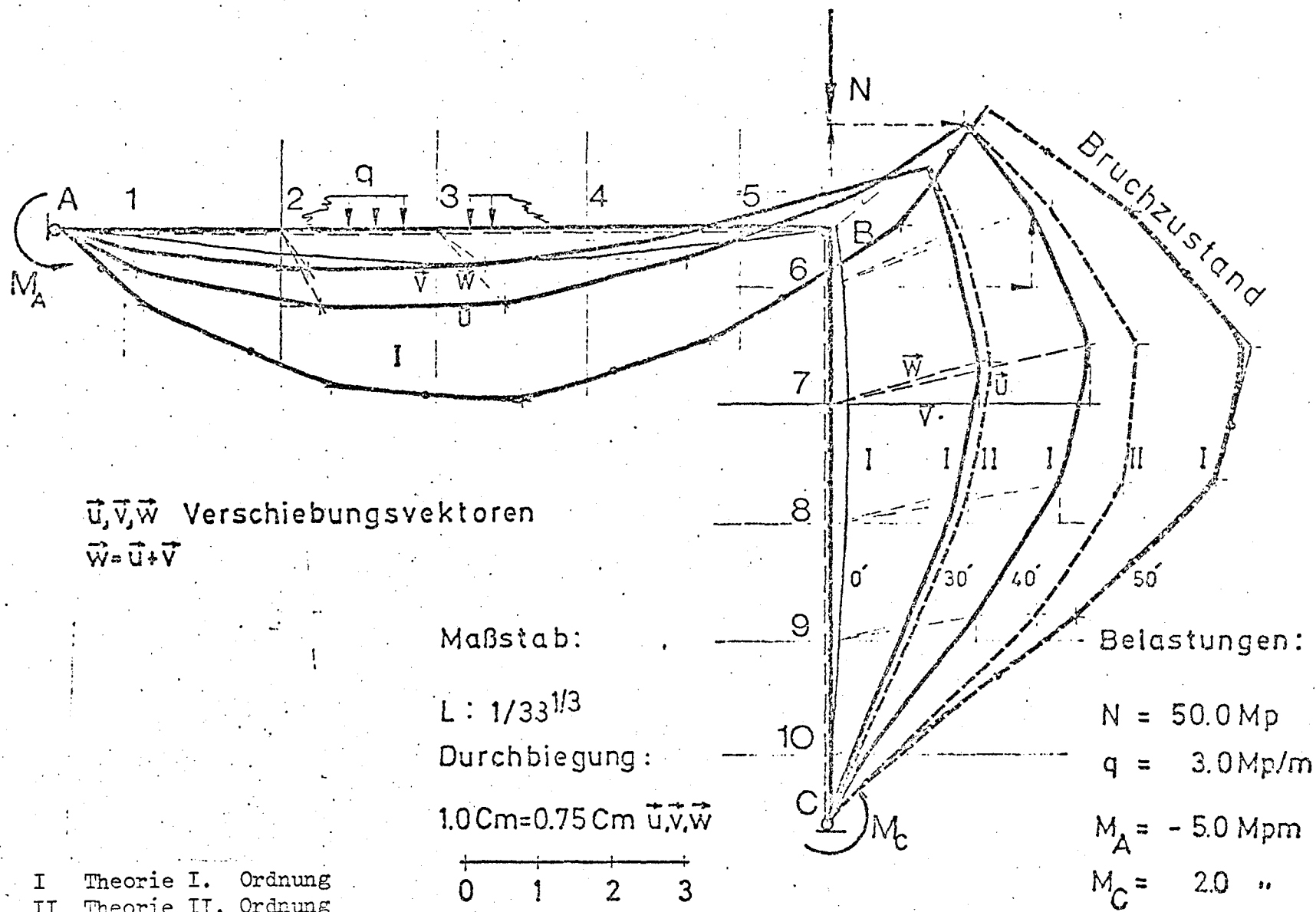


Bild 14: Verformungsbild des Rahmens bei einer Auflast der Stütze $N = 25 \text{ Mp}$

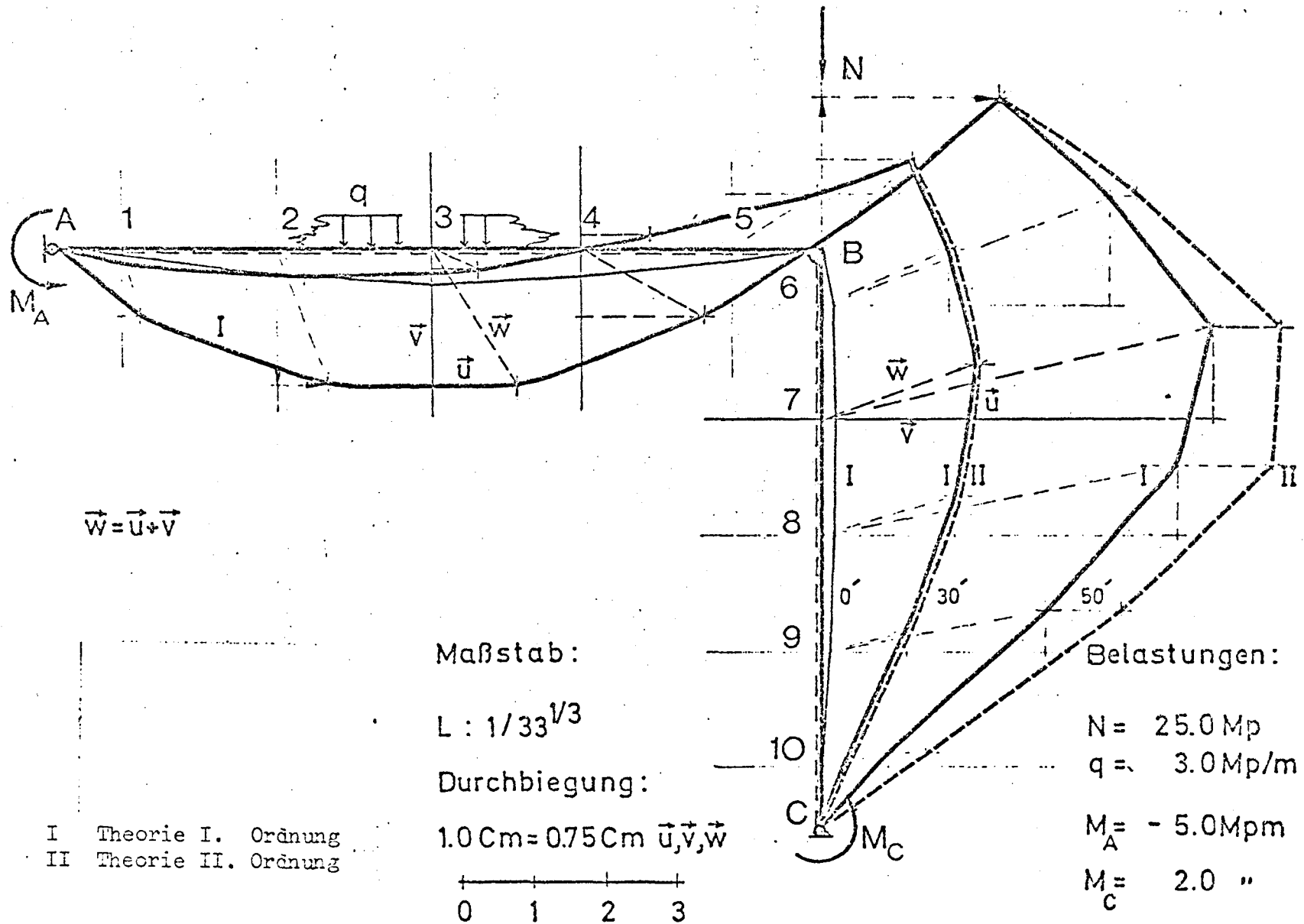
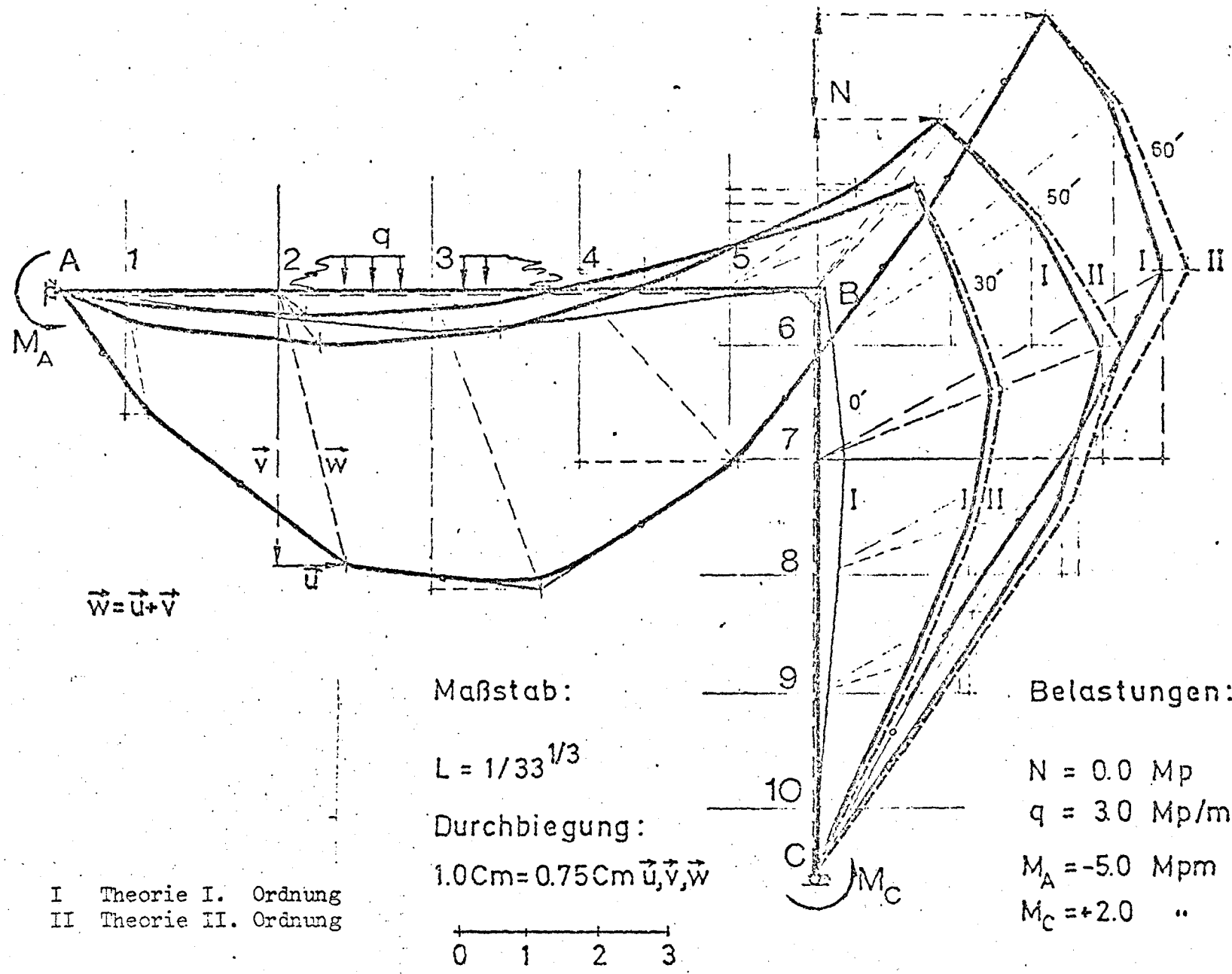


Bild 15: Verformungsbild des Rahmens bei einer Auflast der Stütze $N = 0$



8.3. Betrachtung der theoretischen Ergebnisse

Der Einfluß der Normalkraft auf der Stütze wurde mit $N = 50 \text{ Mp}$, $N = 25 \text{ Mp}$ und $N = 0 \text{ Mp}$ untersucht. Folgende qualitative Ergebnisse können aus den Bildern gewonnen werden:

1. Die Verformungswilligkeit des Stahlbetons nimmt mit dem Fortschreiten der Branddauer zu.
2. Die Bewegung jedes Punktes besteht aus drei vektoriellen Größen; jeder Punkt macht gleichzeitig eine vertikale Bewegung und dann eine horizontale Translation. Diese Bewegungen werden durch eine Rotation des Stabelementes begleitet.
3. Die Normalkraft auf der Stütze hat eine aussteifende Wirkung für die Riegelverformungen.
4. Die geometrische Nichtlinearität nimmt mit fortschreitender Branddauer und Zunahme der Normalkraft zu.
5. In manchen Fällen treten plastische Gelenke an den überbeanspruchten Stellen der Stütze auf, was zur Folge hat, daß das Rechtwinkligbleiben der Rahmenecke merklich gestört wird.
6. Hohe Normallasten der Stütze führen unter Umständen zu einem vorzeitigen Versagen des Systems als Stabilitätsbruch.
7. Ein Materialbruch im Rahmentragwerk ist besonders als Folge des Fließens der Zugbewehrung im Riegel zu erwarten, wenn sich vorher in der Stütze ein plastisches Gelenk gebildet hat. Die Tragfähigkeit der somit überbeanspruchten Querschnitte ist offensichtlich erschöpft beim Erreichen der maximalen Last P_u . Die Gl. (6.1) ist in diesem Fall nicht anwendbar, da sie nicht zu Null wird.
8. Die Durchlaufwirkung an den Stabenden spielt eine aussteifende Rolle für das Tragverhalten des Rahmens.

9. Überblick zu aufgestellten Programmen zur Frage des Brandverhaltens von Bauteilen

9.1. Vorbemerkung

Zur systematischen Untersuchung der funktionalen Zusammenhänge zwischen dem Brandverhalten und der Brandbeanspruchung von Stahlbetonbauteilen wurden getrennte Programme aufgestellt, die in sich geschlossen waren. Diese Programme dienen in erster Linie dazu, ein bestimmtes Tragverhalten der Bauteile unter Brandbeanspruchung im isolierten Zustand zu studieren. Im globalen Rahmenprogramm wurden sie nachher zum Teil als Unter- und zum Teil als Hauptprogramm zur schrittweisen Lösung der momentanen Probleme herangezogen.

Diese Arbeit war erforderlich, um an das Ziel zu gelangen, da zuerst verschiedene einzelne Probleme gelöst werden sollten. Aufgrund der gewonnenen Rechenergebnisse aus den einzelnen Untersuchungen war es möglich, das Gesamttragverhalten eines monolithischen Rahmentragwerkes im Brandfall zu erklären. Der Zusammenhang zwischen dem Moment und der Krümmung eines diskreten Punktes in einer bestimmten Branddauer ist beispielsweise eine signifikante Funktion der Verformungen. Eine Konvergenzuntersuchung zur Bestimmung der Krümmungsebene könnte damit getrennt von dem Hauptziel studiert werden. Eine gezielte Untersuchung zur Beseitigung der Konvergenzschwierigkeiten in der Krümmungssubroutine war unumgänglich erforderlich, da das jegliche Versagen des numerischen Verfahrens die Anzahl der iterativen Prozeduren der Berechnung erhöhte, was längere Rechenzeiten zur Folge hatte.

Es ist auch genauso primär erforderlich, einige Erkenntnisse über die Interaktion der Riegel und Stiele im voraus zu gewinnen, da allein diese Untersuchung wertvolle Hinweise übermittelt, um die richtige Bruchart des monolithischen Gesamtsystems definieren zu können.

9.2. Zusammenstellung der Programme

9.2.1. Unterprogramme

Um zur rechnerischen Untersuchung eines hyperstatischen Systems im Brand:

übergehen zu können, ist es manchmal sehr ratsam und nützlich, zuerst die statisch bestimmten Systeme in den Griff zu bekommen. Die daraus gewonnenen Erkenntnisse könnten später ermöglichen, diese einzelnen Bauteile aneinander zu koppeln und deren Interaktion zu studieren.

Die oben aufgeführten Überlegungen haben daher dazu geführt, folgende Programme aufzustellen:

1. Unterprogramm A

Dieses Programm berechnet die Temperaturfelder eines Rechteckquerschnittes mit:

- a) den veränderlichen thermischen Materialdaten,
- b) den veränderlichen Wärmeübergangsbedingungen.

Das Programm funktioniert bei dreiseitiger Beheizung des Bauteils mit beliebigen Querschnittsabmessungen. Die Temperaturen der Stahleinlagen werden auch gleichzeitig abhängig von ihrer Lage im Querschnitt gesondert ermittelt. Mit einer Schalterbetätigung am Rechner geht das Programm in die Schleife der Moment-Krümmungs-Berechnung hinein für bestimmte Zeitabschnitte der Branddauer. Dieses Programm ist daher besonders für die Berechnung der Temperaturfelder in Rahmenriegeln geeignet.

2. Unterprogramm B

Dieses Programm funktioniert wie Programm A mit einer Ausnahme, daß hier die Beheizung des Bauteils allseitig erfolgt. Dieses Programm ist daher besonders für Rahmenstützen geeignet.

3. Unterprogramm C

Dieses Programm ermittelt die Verformungen eines einfach gelagerten Stahlbetonbalkens im Brandfall mit beliebigen Abmessungen und Bewehrungsanordnung bei dreiseitiger Beheizung.

4. Unterprogramm D

Dieses Programm ermittelt die thermische Dehnung einer Stütze unter konstanter Auflast bei einer allseitigen Beheizung.

5. Unterprogramm E

Dieses Programm ermittelt die Zwangskräfte einer gedrungenen Stütze in voller Dehnbehinderung bei allseitiger Beheizung.

6. Unterprogramm F

Dieses Programm berechnet das Interaktionsdiagramm einer Rechteckstütze und das Grenzmoment für eine bestimmte Auflast und Branddauer bei allseitiger Beheizung.

7. Unterprogramm G

Dieses Programm berechnet das Grenzmoment eines Balkens für eine bestimmte Längskraft und Branddauer bei dreiseitiger Beheizung.

8. Unterprogramm H

Berechnung der Temperaturfelder einer Rechteckstütze mit konstanten thermischen Materialdaten bei allseitiger Beheizung.

9. Unterprogramm I

Berechnung der Temperaturfelder eines Balkens mit konstanten thermischen Materialdaten bei dreiseitiger Beheizung.

10. Unterprogramm J

Berechnung der Temperaturfelder einer runden Stütze mit konstanten thermischen Materialdaten bei allseitiger Beheizung.

11. Unterprogramm K

Berechnung der Temperaturfelder einer runden Stütze mit veränderlichen thermischen Materialdaten bei allseitiger Beheizung.

12. Unterprogramm L

Berechnung eines Durchlaufsystems über zwei Felder mit gleichmäßig verteilter Last bei dreiseitiger Beheizung vor einem Plastizierungsvorgang im System.

13. Unterprogramm M

Berechnung eines einhüftigen Rahmens im Brandfall nach Theorie I. Ordnung. Riegel und Stütze sind dreiseitig beheizt und besitzen auch gleiche Querschnitte.

Alle diese oben aufgeführten Programme haben bei der endgültigen Fassung des Zielprogramms konstruktiv beigetragen.

Das Zielprogramm zur Berechnung eines einhüftigen Rahmensystems besteht aus drei Teilen:

9.2.2. Hauptprogramme

1. Hauptprogramm I

Traglastberechnung eines einhüftigen Rahmens im Brandfall mit und ohne Dehnbehinderung der Stütze. In diesem Programm ist der Riegel dreiseitig und die Stütze mit unterschiedlichen Querschnitten vierseitig dem Feuer ausgesetzt, s. Bild 16.

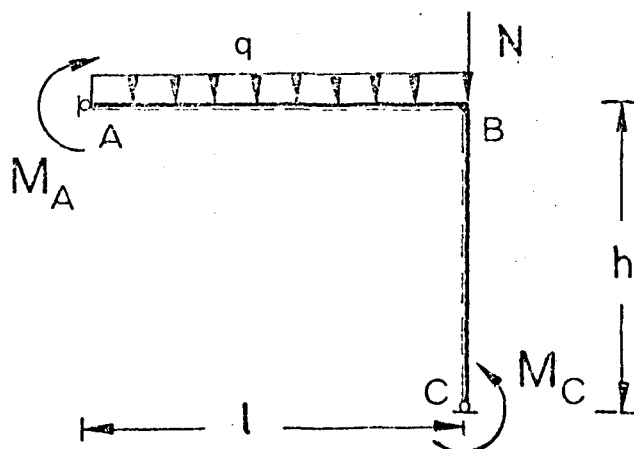


Bild 16

2. Hauptprogramm II

Wie im Hauptprogramm I, jedoch sind hier der Riegel und die Stütze der Feuer nur dreiseitig ausgesetzt.

3. Hauptprogramm III

Wie in Hauptprogramm II, jedoch besitzen die Stütze und der Riegel gleiche Querschnitte und Wärmeübergangsbedingungen.

10. Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wurde über ein computergerechtes Verfahren berichtet, welches ermöglicht, das Tragverhalten von Stahlbetonrahmen im Brandfall rechnerisch zu untersuchen. Grundlage des Verfahrens ist eine möglichst genaue Beschreibung der Materialgleichungen in hohen Temperaturbereichen.

In der Berechnung wurden zunächst die Temperaturfelder in den Bauteilen je nach der Beheizungsart nach dem Differenzenverfahren berechnet. Daran anschließend wurde in den bestimmten Zeitabschnitten der Branddauer die Gleichgewichtslage des Systems durch Variierung des Beanspruchungszustands untersucht und gleichzeitig iterativ die inelastische Verformungsfigur des Systems ermittelt. Es wurde gezeigt, daß insbesondere das Verformungsverhalten des Betons bei instationärer Wärmebeanspruchung außerordentlich komplex ist. Aufgrund dieser Tatsache wurde der dem Rechenverfahren zugrundeliegende Iterationsprozeß durch Festlegung relativ kleiner Zeitschritte beschleunigt, so daß auch die hyperstatischen Systeme mit erträglichem Zeitaufwand rechnerisch untersucht werden könnten. Das Rechenverfahren wurde anhand der Beispiele an einem einhüftigen Rahmen demonstriert.

Es muß hier darauf hingewiesen werden, daß die hier aufgezeigten Tendenzen experimentell bisher noch nicht bestätigt werden konnten. Im Rahmen des Sonderforschungsbereiches 148 "Brandverhalten von Bauteilen" sind

entsprechende Vorhaben jedoch im Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig geplant. Die bisher aber an Durchlaufsystemen durchgeführten Brandversuche können hier jedoch auf den diskutierten Fall übertragen werden, weil derartige Systeme im Brandfall ein vergleichbares Verhalten aufweisen. Die Versuche haben gezeigt, daß beispielsweise das Stützmoment eines Durchlaufbalkens über zwei Felder bei einer dreiseitigen Beheizung von unten in seinem zeitabhängigen Verlauf ein Maximum durchläuft bei gleichzeitig rückläufigen Feldmomenten. Dieses kann als eine experimentelle Verifizierung des Verfahrens angesehen werden.

A1/A2 - V - 0

- V -

Entwicklung und Verteilung
von axialen Zwangskräften
in Stahlbeton-Flächentragwerken
bei partieller Brandbeanspruchung

Dipl.-Ing. Wolfram Klingsch

1. Aufgabenstellung

Monolythische Geschoßplattenfelder erstrecken sich sehr häufig über eine große Fläche. Bei Ausbruch eines lokalen Brandes in einem der überdeckten Räume ergibt sich eine partielle Brandbelastung der Gesamtplatte. Die thermischen Dehnungen in diesem Bereich werden durch die "kalten" Bereiche weitgehendst behindert (Abb. 1). Dies führt zu erheblichen Zwangsbeanspruchungen in Plattenebene. Mechanisch stellt dies ein Scheibenproblem dar. In der hier vorge-tragenen ersten Phase der Untersuchungen wird zunächst nur dieses Scheibenproblem erörtert. Die gleichzeitig auf-tretenden Veränderungen der Plattenbeanspruchung, also des Biegeproblems, seien zunächst ausgeklammert.

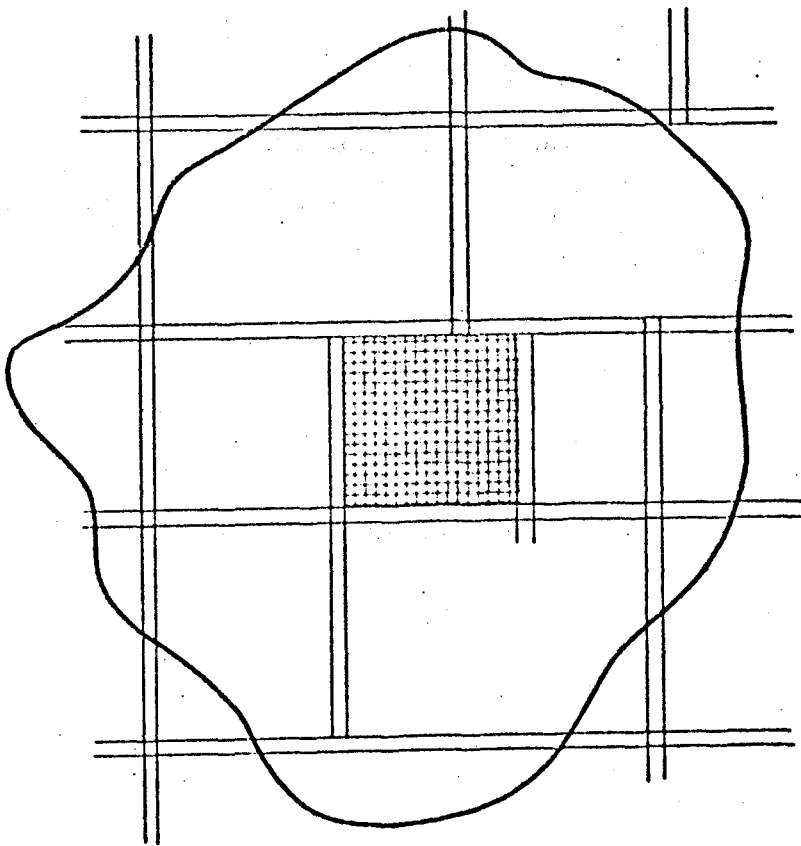


Abbildung 1

2. Mathematische Behandlung

Die über die Scheibendicke veränderliche Temperaturverteilung erfordert je Zeitschritt im strengen Sinne eine dreidimensionale Betrachtung des normalerweise zweidimensionalen Flächentragwerkproblems. Durch einführen eines über die Plattendicke konstanten Temperatur-Rechenwertes T_{RW} kann die Aufgabe jedoch zunächst weiter als Scheibenproblem behandelt werden. Bei der Ermittlung von T_{RW} ist zumindest eine Gleichgewichtsbedingung in der Art einzuhalten, daß die thermischen Dehnungen des Temperatur-Rechenwertes bei Behinderung die gleichen Zwangskräfte wecken, wie sie aus der tatsächlichen $T(z)$ -Verteilung resultieren würden. (Abb. 2).

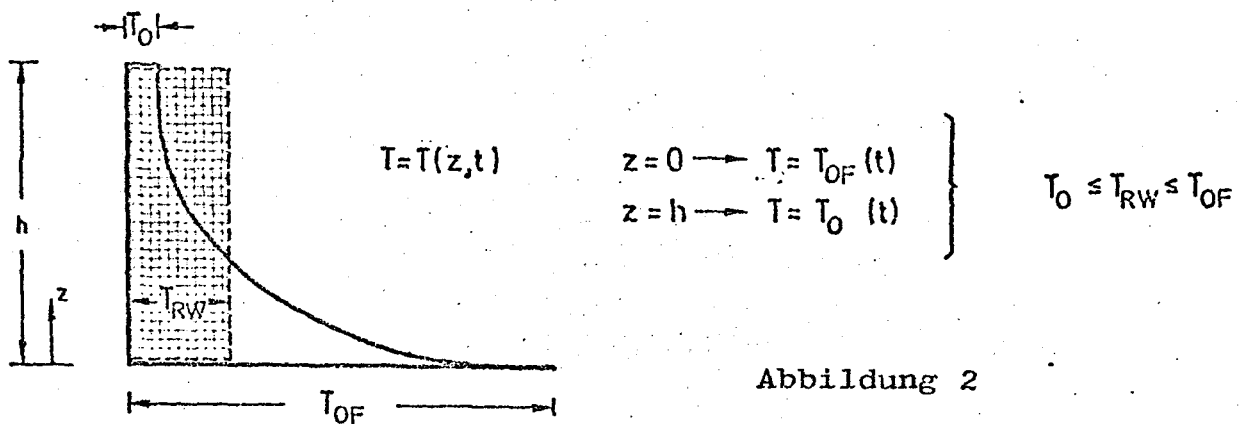


Abbildung 2

Die genaue Erfassung des Dehnungs- und Spannungsverlaufes infolge $T(z, t)$ impliziert die Berücksichtigung einer zeitlich veränderlichen zusätzlichen Momentenbeanspruchung, da die resultierende Zwangskraft im allgemeinen Fall exzentrisch angreift. Damit liegt jedoch eine Kopplung zwischen Scheiben- und Plattenproblem vor. Die Exentrizität der resultierenden Zwangs-Normalkraft ist dabei zeitabhängig. Mit fortschreitender Temperatureinwirkungszeit werden die Bereiche nahe des heißen Randes in ihrer Festigkeit immer stärker reduziert und fallen infolge Zermürbung schließlich ganz aus.

Dies bewirkt zunächst eine vorübergehende Zentrierung der Zwängung, die später - nach überschreiten der Mittelfläche - zu einem Vorzeichen-Wechsel der zusätzlichen Momentenbeanspruchung aus Zwängung führen kann (Abb. 3).

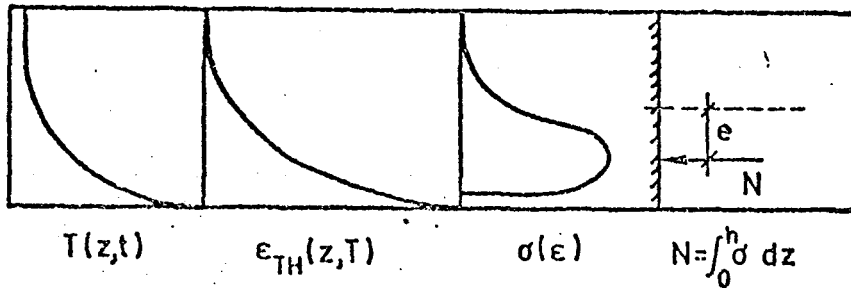


Abbildung 3

Die Ermittlung der Spannungsverteilung bei inneren zentrischen Zwangs- oder Belastungszuständen gehört zu den klassischen Problemen der Elastizitätstheorie. Die allgemeine Bestimmungsgleichung, unter Benutzung der Airyschen Spannungsfunktion ist bei Transformation auf Polarkoordinaten für diese Aufgaben geschlossen lösbar (Abb. 4). Jedoch setzt diese Berechnungsmethode bekanntlich ein gleichförmiges voll elastisches Materialverhalten voraus. Sowohl das nichtlineare Werkstoffgesetz als auch die starke Temperaturabhängigkeit der Stoffparameter bei Beton erfordert daher andere Lösungsmethoden. Hierfür bietet sich als geeignetes Verfahren die Finite-Element-Methode an. Damit können jetzt sowohl lokale Materialveränderungen als auch beliebige Geometrien und Verformungs-Randbedingungen berücksichtigt werden (Abb. 5).

allgemein:

$$\nabla^4 \bar{\phi}(x,y) = 0$$

mit $\nabla^2 = \left(\frac{d^2}{dx^2} + \frac{d^2}{dy^2} \right)$ Laplace-Operator

$\bar{\phi}(x,y)$ Airysche Spannungsfunktion

Lösung für p:

$$\sigma_{r,\varphi} = \frac{a^2 \cdot p}{A^2 - a^2} \left(1 \mp \frac{A^2}{r^2} \right)$$

$$\sigma_{r,\varphi} \approx \mp \frac{a^2}{r^2} \cdot p \quad \text{für } A \gg a, \quad \frac{a}{A} \approx 0$$

Lösung für T:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_\varphi \end{Bmatrix} = \alpha E \left\{ \frac{1}{A^2} \int_0^A T \cdot r \, dr + \begin{Bmatrix} -\frac{1}{r^2} \int_0^r T r \, dr \\ +\frac{1}{r^2} \int_0^r T r \, dr - T \end{Bmatrix} \right\}$$

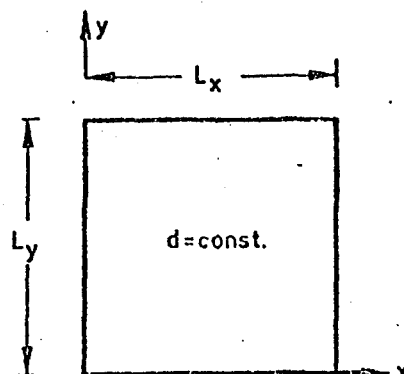
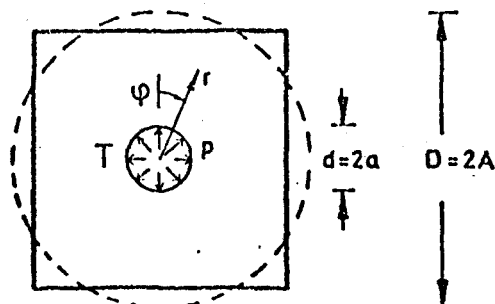
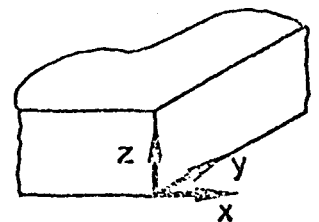
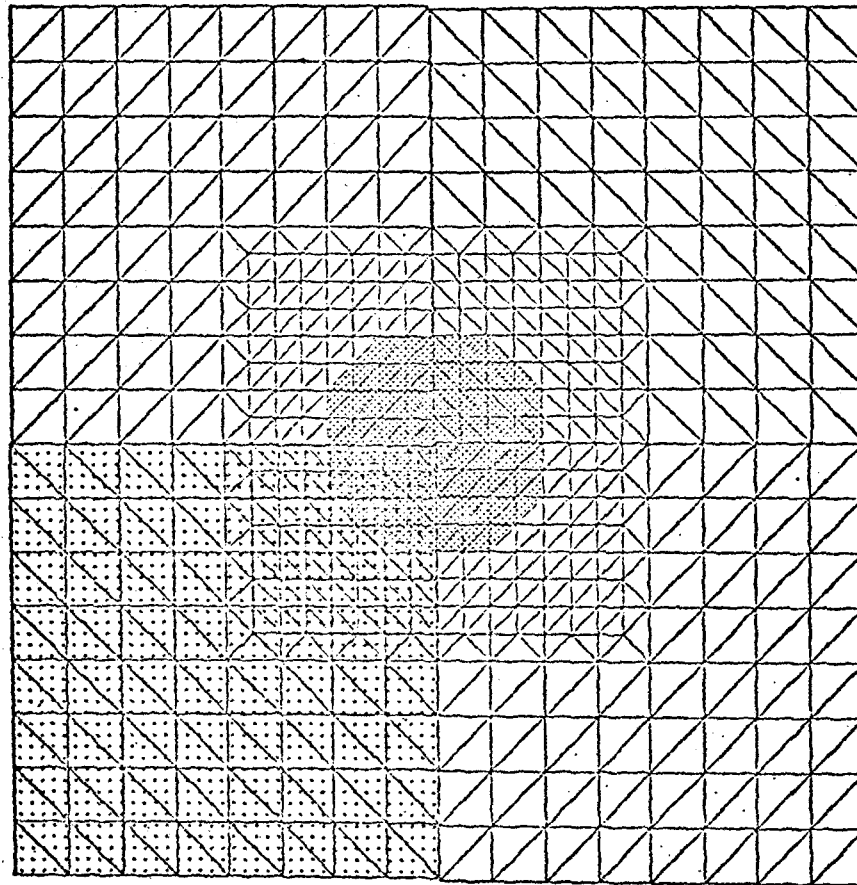
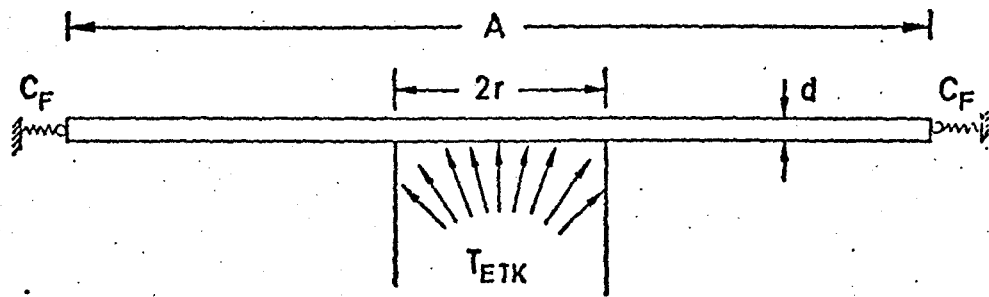
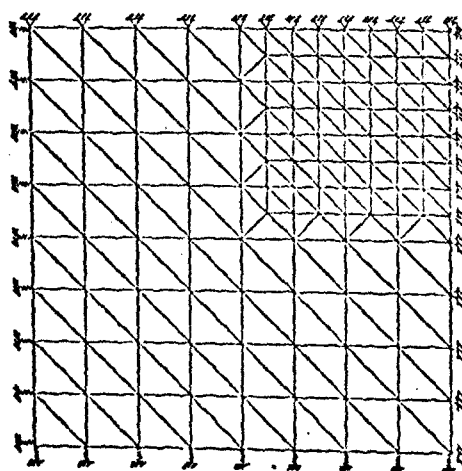


Abbildung 4



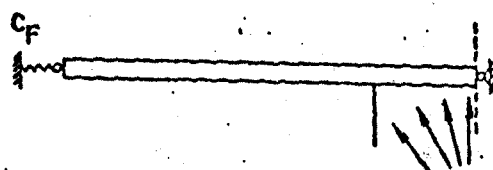


Gesamt-System



Rechenmodell

DISKRETISIERUNG

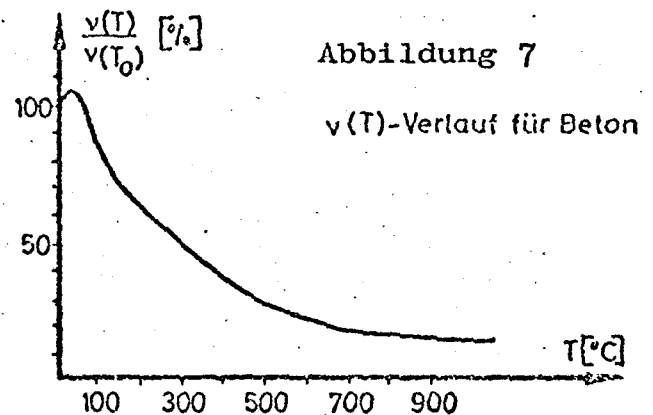
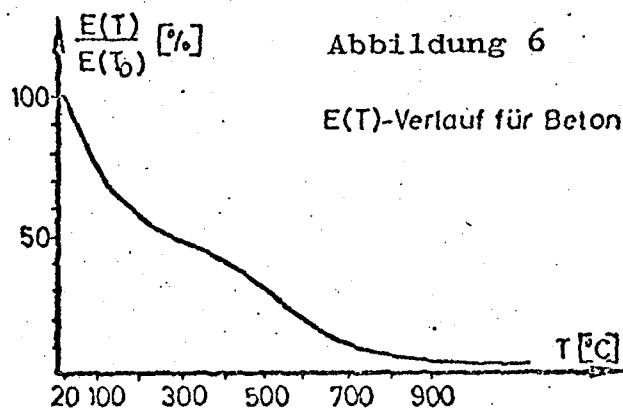


$$0 \leq C_F \leq \infty$$

Abbildung 5

Die Temperatur T_{RW} im zunächst zentrisch angenommenen Brandbelastungsbereich des Kontinuums beeinflusst primär nur in diesem Gebiet die Materialdaten. Außerhalb geht die Temperatur sehr schnell wieder auf die Normaltemperatur T_0 zurück. Selbst bei längeren Brandbelastungszeiten bildet sich ein nur sehr schmaler Übergangsbereich aus, in dem dann jedoch auch temperaturgesteuerte Materialwerte benutzt werden müssen.

Der Elastizitätsmodul E als maßgebender Parameter für das zu behandelnde Problem zeigt eine sehr starke Temperaturabhängigkeit. Ähnliches gilt für die Querdehnungszahl (Abbildungen 6 u. 7).



Zusätzlich muß eine Berücksichtigung des Steifigkeitsverlustes bei zunehmender Belastung erfolgen, um ein dem nicht-linearen Werkstoffverhalten entsprechendes Spannungsfeld zu erreichen. Hierfür bietet sich die Sekantenmodul-Methode an (Abb. 8). Im Brandbereich ist dabei die Temperaturbeeinflussung des Sekantenmoduls E_s zu berücksichtigen.

$$\alpha = \frac{E(T)}{E(T_0)}$$

$$\beta = \frac{E_s}{E}$$

$$E_s(T) = \alpha \cdot \beta \cdot E$$

Die Werte α und β sind jeweils den Kurven der Abbildungen 6 und 8 zu entnehmen.

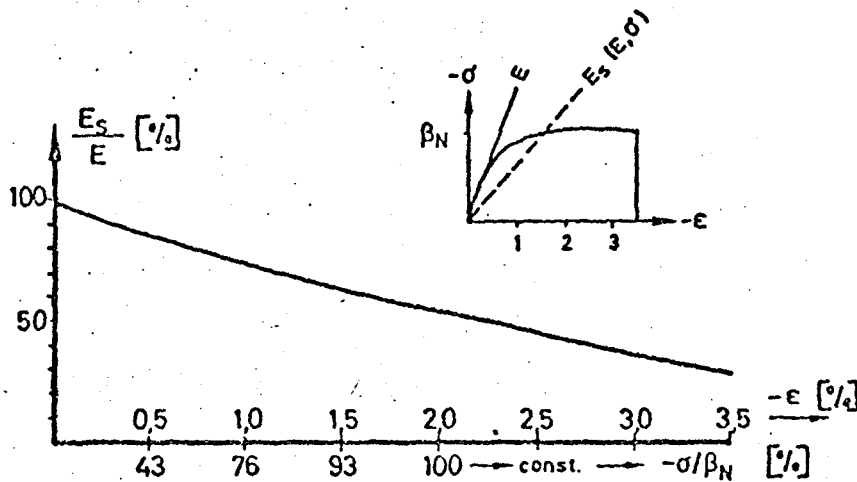


Abbildung 8

Sekanten-Modul Verlauf
für Beton

Diese Anpassung des Sekantenmoduls an den jeweiligen Dehnungs-Spannungs-Zustand macht jedoch gleichzeitig eine iterative Lösungsermittlung unumgänglich. In der Iterationsstufe $n = 1$ werden zunächst nur die temperaturabhängigen Materialwerte berücksichtigt. Das resultierende Dehnungs-Spannungs-Feld liefert für den nächsten Schritt die Parameter zur Sekanten-Modul-Bestimmung. Deren Berücksichtigung innerhalb des Element-Netzes kann durch eine Bereichsapproximation erfolgen.

Die Rechnung ist beendet, wenn die Korrekturwerte zwischen zwei Iterationszyklen einen gewählten Schrankenwert unterschreiten (Abb. 9).

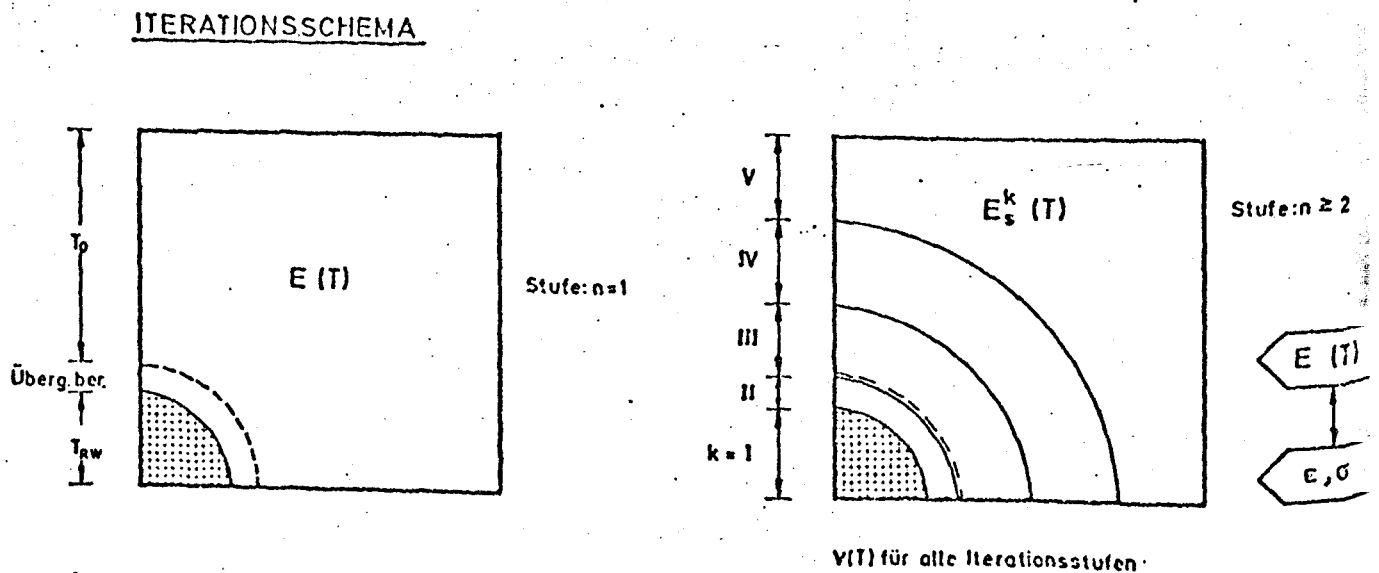


Abbildung 9

3. Ergebnisse

Im folgenden werden für diskrete Zeitstufen die Ergebnisse von zwei geometrisch unterschiedlichen Fällen gegenübergestellt. Das Gesamtsystem sei dabei quadratisch und habe eine Seitenlänge von $2A = 2 \cdot 8,00 \text{ m}$. Die Verformungsrandbedingungen werden mit $u = 0$, d.h. $c_F = \infty$ angenommen.

Fall 1: Brandbereichs-Radius $r = 1,00 \text{ m}$

Thermisches Seitenverhältnis $A : r = 1 : 8$

Brandflächen-Anteil $\approx 2\%$

Fall 2: Brandbereichs-Radius $r = 4,00 \text{ m}$

Thermisches Seitenverhältnis $A : r = 1 : 2$

Brandflächen-Anteil $\approx 20\%$

Für den Zeitpunkt $t = 0$, $T = T_0$ wird eine Prismenfestigkeit $\beta_N = 300 \text{ kp/cm}^2$ zugrunde gelegt, der Anfangs-E-Modul betrage $E = 300\,000 \text{ kp/cm}^2$.

Es werden die Zeitpunkte $t = 30, 60, 90$ Minuten untersucht.

In Abbildung 10 ist für das Beispiel "Fall 1" zum Zeitpunkt $t = 30'$ die Veränderung des Spannungsfeldes längs eines Diagonalschrittes bei unterschiedlichen Annahmen zum Materialgesetz dargestellt. Die Extremwerte liefert die gleichförmig elastische Lösung, die hier nur zu Vergleichszwecken eingetragen ist, während die Berücksichtigung der $E(T)$ - Abhängigkeit bereits eine erste wesentliche Verringerung der Spannungen bewirkt, die bis zu 40% der Prismenfestigkeit beträgt. Verstärkt wird dieser Effekt bei Einführen des temperaturabhängigen Sekantenmoduls $E_s(T)$. Bei Hinzunahme der Rißbildung schließlich wird im wesentlichen die Zugspannung korrigiert.

Sehr deutlich bildet sich ein Bereich mit hohen Druck-Zug-

spannungen aus, der durch eine steile Spannungsgradienten gekennzeichnet ist.

Innerhalb des erhitzten Scheibenbereiches herrscht eine nahezu konstante Druck-Druck-Verteilung, wodurch die tangentialen Hauptzugspannungen im Temperatur-Übergangsfeld sehr steil umgelenkt werden. Experimentell zeigt sich dies deutlich dadurch, daß die Rißfortpflanzung in diesem Übergangsgebiet gestoppt wird.

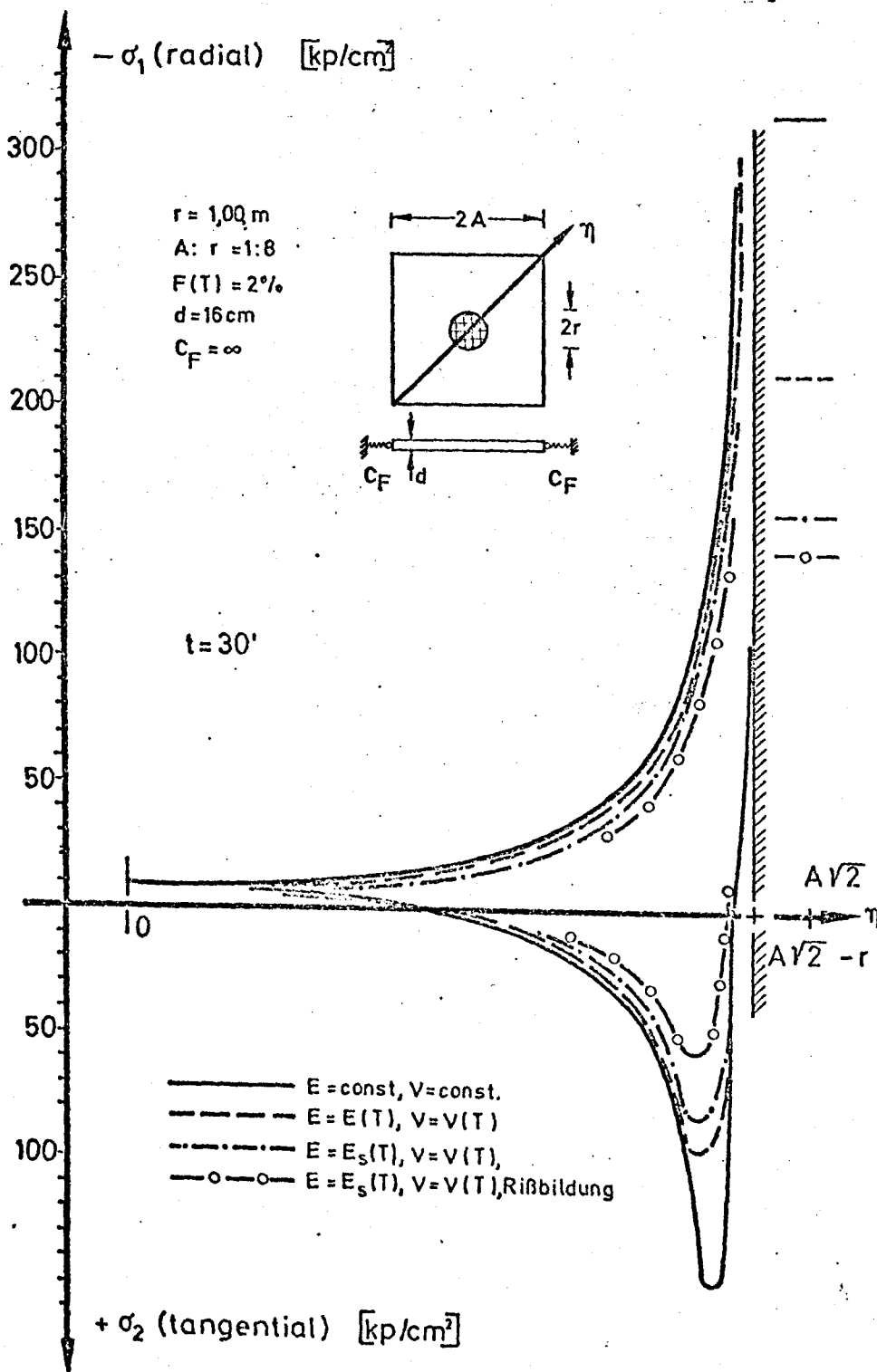


Abbildung 10

Die zeitliche Veränderung der Spannungsverteilung zeigt Abb. 11. Die verzögerte Zwängungsentwicklung bei längeren Branddauern wird deutlich. Trotz der weiter ansteigenden Temperaturen vergrößern sich die Spannungen wegen der stark veränderten Materialeigenschaften nur noch langsam. Dieser Effekt zeigte sich bereits bei der Zwangskraftermittlung längsdehnungsbehinderter Stützen und ist auf E-Modul-Ver-ringerung, instationäre Warmkriechverformungen und ver-stärkte Mikrorißbildung im Betongefüge zurückzuführen. Neben dem schmalen und deutlich begrenzten Bereich hoher Spannungen verbleibt ein weiter Bereich mit geringen, nahe-zu konstanten, Restspannungen.

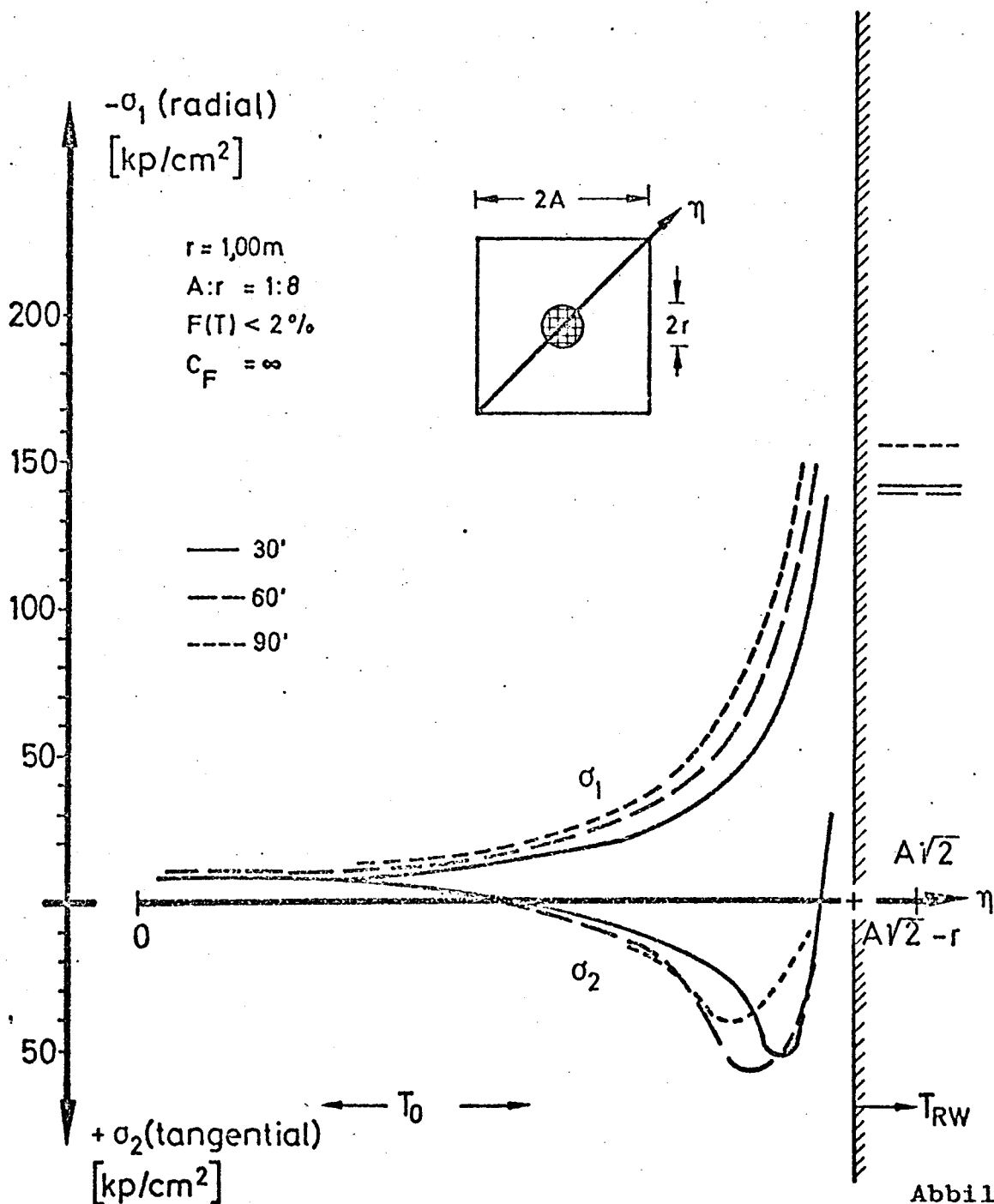


Abbildung 11

Abb. 12 zeigt die entsprechende Situation für das Beispiel "Fall 2". Infolge der stark vergrößerten erwärmten Fläche ($F(T) = 20\%$) bildet sich nur eine relativ flache Gradiente aus. Die Randbeeinflussung überlagert sich bei diesen geometrischen Verhältnissen bereits deutlich. Es überwiegt hier ($c_F = \infty$) die biaxiale Druckbeanspruchung, so daß nur noch mit einer geringen Rißbildung gerechnet werden kann. Der Bereich tangentialer Haupt-Zugspannungen hat sich entsprechend verkleinert.

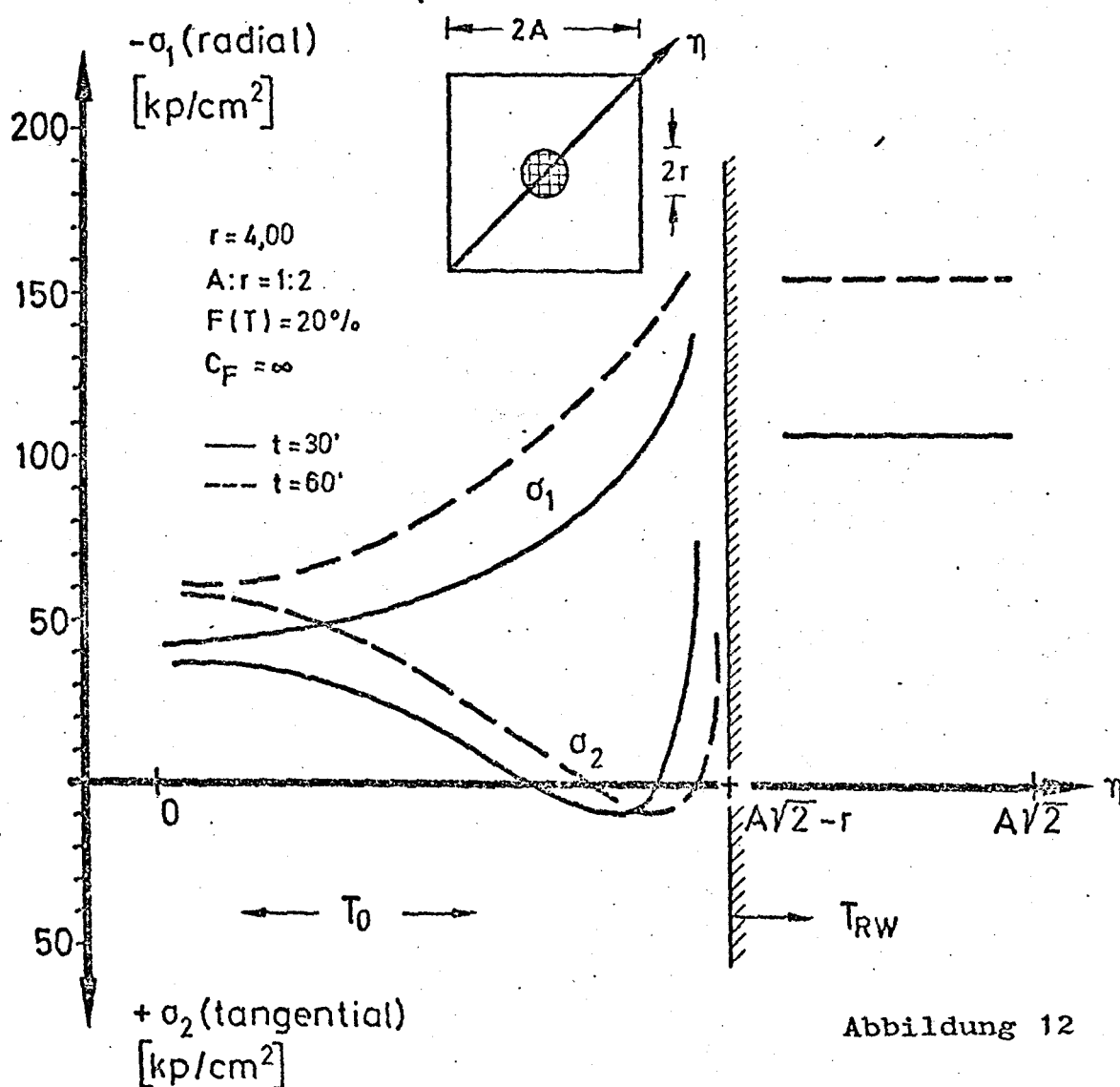


Abbildung 12

Diese prinzipiellen Unterschiede im qualitativen und quantitativen Hauptspannungsverlauf bei Vergrößerung der thermisch belasteten Teilfläche werden besonders deutlich bei einer Gegenüberstellung der entsprechenden Trajektorienbilder (Abb. 13).

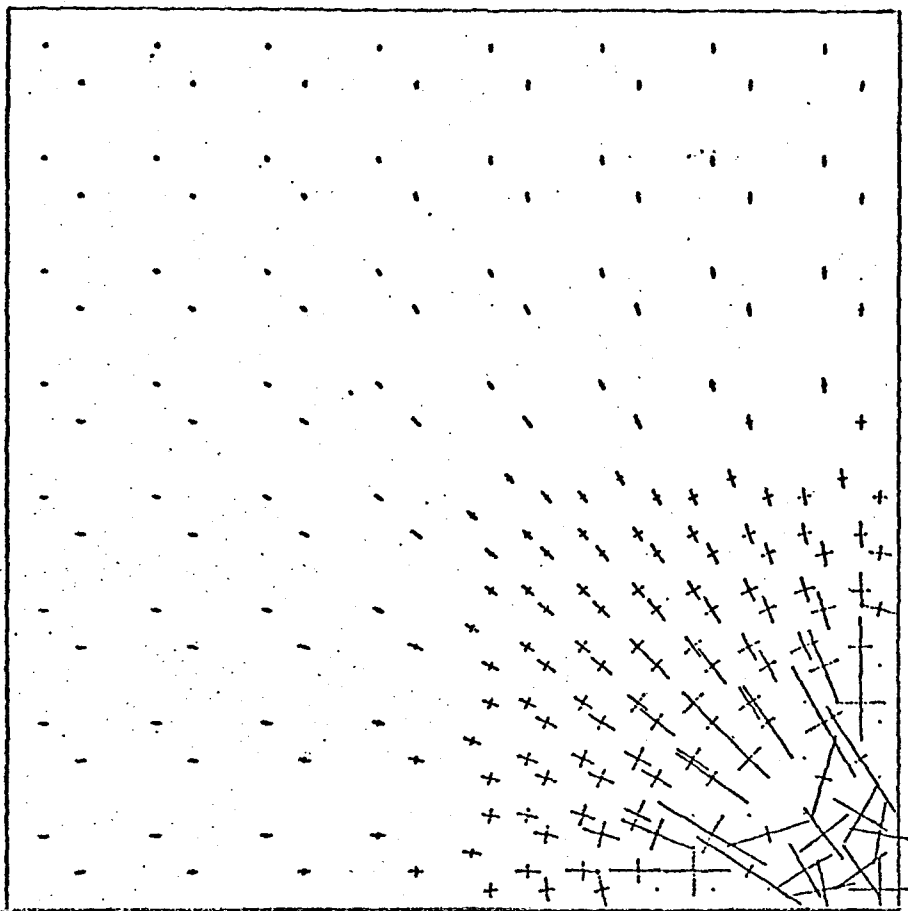
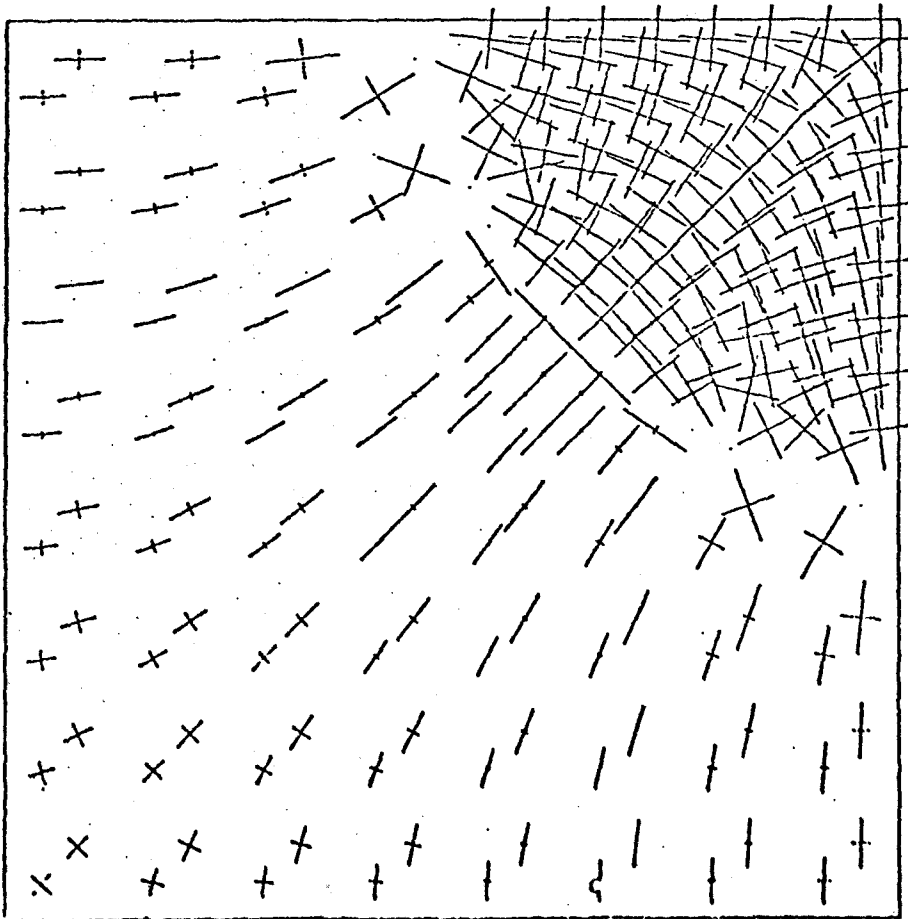


Abbildung 13

$r = 1,00\text{m}$
 $A:r = 1:8$
 $F(T) < 2\%$

$t = 60'$



$r = 4,00\text{m}$
 $A:r = 1:2$
 $F(T) = 20\%$

--- Zug ++ 100kp/cm²
— Druck

Für $F(T) \approx 2\%$ bildet sich deutlich ein Bereich hoher Spannungen aus. Nahe des beflamten Zentrums entwickeln sich tangentielle Zugspannungen die zu Rißbildungen führen. Diese Spannungskonzentration klingt sehr schnell ab und große Bereiche erhalten nur geringe Restspannungen. Gänzlich anders das Bild für $F(T) = 20\%$. Außerhalb des beflamten Bereichs hohe Spannungen im gesamten Scheibenbereich. Die Werte fallen nur langsam zum Rand hinab. Der Zugspannungsbereich ist auf einen sehr schmalen Streifen zusammengeschrumpft.

Dieser Unterschied in der Zugspannungsverteilung spiegelt sich im rechnerisch ermittelten Rißbild wieder (Abb. 14).

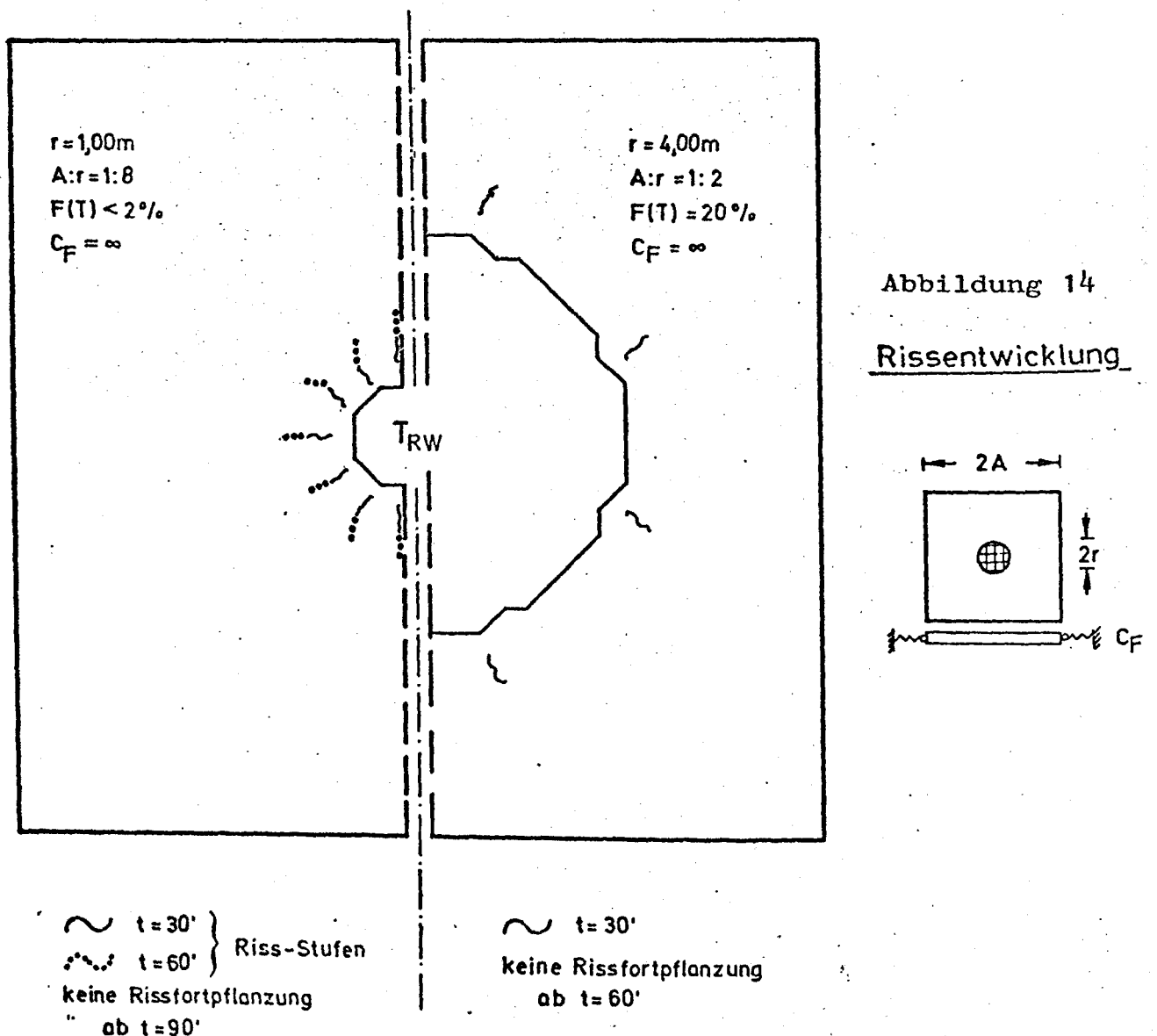


Abbildung 14

Rissentwicklung

Für $r = 1,00$ m ergibt sich infolge der höheren rechnerischen Zugspannungswerte ein engerer Rißabstand als für $r = 4,00$ m. Auch die Rißfortpflanzung zeigt deutliche Unterschiede.

Die zeitlich weiter ansteigenden Zugspannungen verlängern die vorhandenen Risse für $F(T) \approx 2\%$ bis fast zur 90. Minute, während bei $F(T) = 20\%$ bereits ab $t = 60$ Minuten keine Rißfortpflanzung mehr zu erwarten ist.

Da diese rechnerischen Ergebnisse recht gut mit experimentellen Werten übereinstimmen zeigt Bild 15. Rißverteilung, Anrißstelle, zeitliche Rißentwicklung und Rißbeendigung im thermischen Übergangsbereich bestätigen im wesentlichen die analytisch ermittelten Ergebnisse.

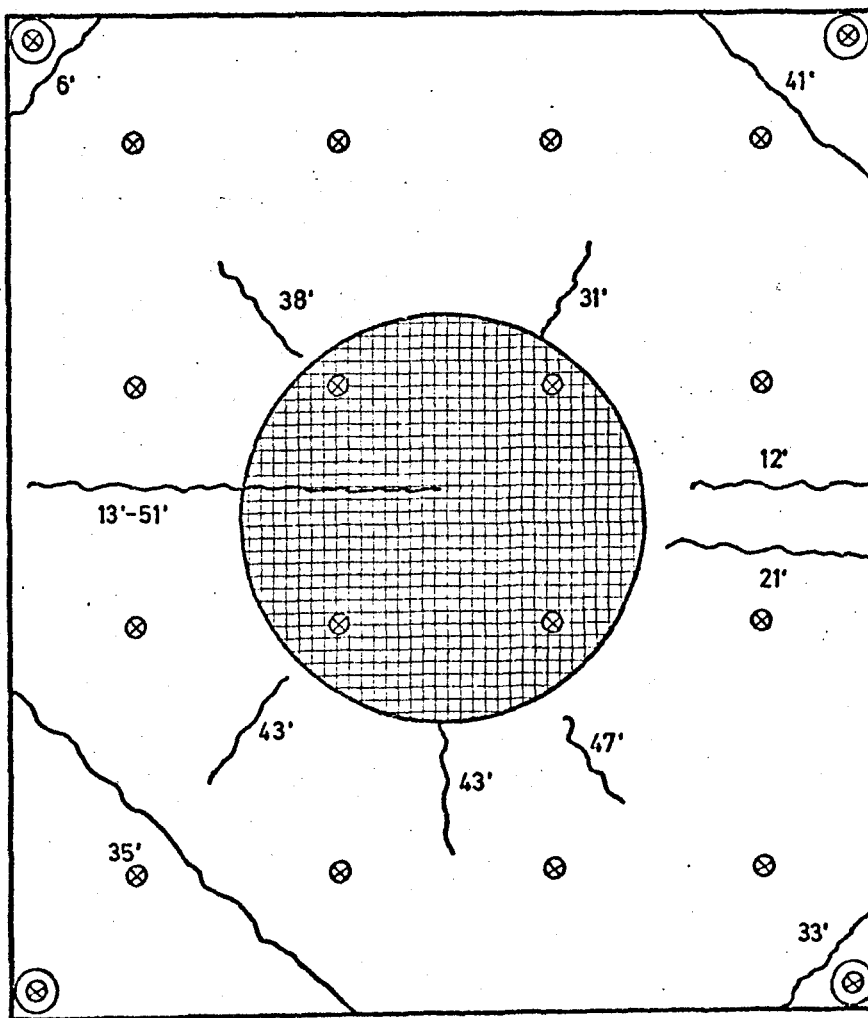


Abbildung 15

$d = 6\text{ cm}$

$\beta_N = 220\text{ kp/cm}^2$

⊗ P-Feldbelastung

⊙ R-Festhaltekraft

$P = 0,134\text{ Mp} \rightarrow p = 0,635\text{ Mp/m}^2$

$R = \alpha(t) R_0$

$R_0 = 0,236\text{ Mp}$

Versuch Nr. 3:

$r = 0,80\text{ cm}$

$A:r = 1:2,5$

$F(T) = 16\%$

4. Ausblick

Eine dem Versuch ähnliche Wiedergabe des Rißverhaltens setzt wirklichkeitsnahe Werkstoffannahmen voraus. Die jetzt vorbereiteten Folgestudien werden unter anderem die Betonfestigkeiten - insbesondere die für die Rißentwicklung maßgebende Spaltzugfestigkeit - nicht mehr als gleichförmig verteilt ansetzen, sondern unter Beachtung ihrer statistischen Streuung. Die Zuordnung zu den einzelnen Finiten-Elementen geschieht dann rechnergesteuert mittels eines Zufallsgenerators. Damit können sowohl Asymetrien in der Rißverteilung als auch Unterschiede in Anriß und Rißfortpflanzung besser erfaßt werden.

Der Übergang von der Beurteilung einzelner Bauteile zur Beurteilung von ganzen Gebäuden oder zumindest Gebäudeabschnitten ist wesentlicher Bestandteil einer umfassenden Sicherheitstheorie.

Ein erster Schritt auf diesem Wege ist das im folgenden wiedergegebene Resultat, das von der isolierten Behandlung der Geschoßplattenbeanspruchung zur Beurteilung des komplexeren Gesamt-Bauwerkverhaltens überleitet.

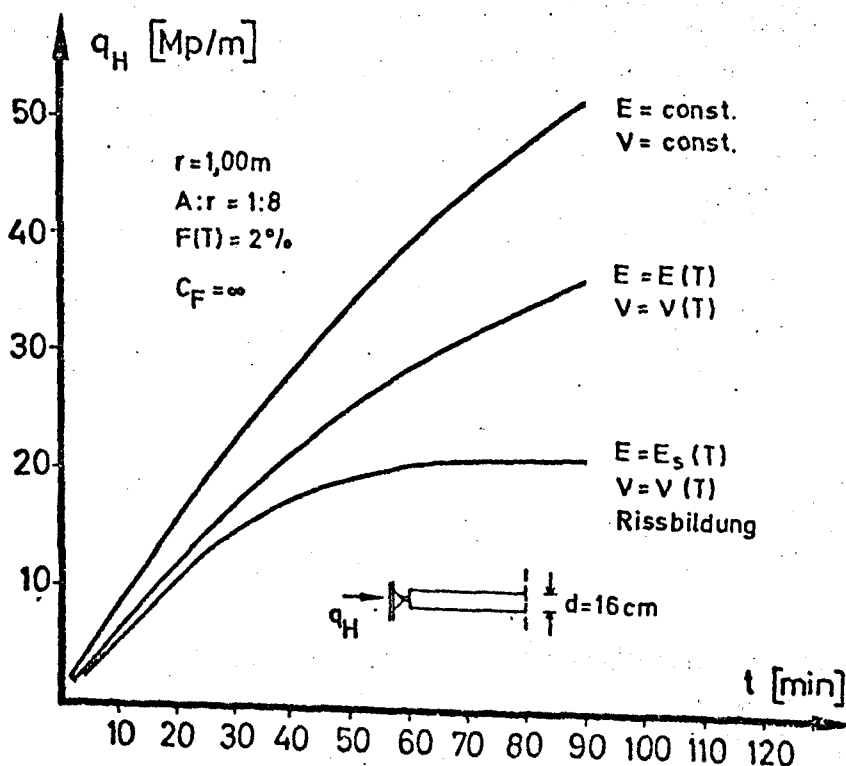


Abbildung 16

Die Größenordnung der horizontalen Zwängungskräfte, die auf gekoppelte Nachbarbauteile übergeleitet werden, hängt sowohl von einer wirklichkeitsnahen Wiedergabe des Materialverhaltens ab, wie Abb. 16 zeigt, als auch von der Steifigkeit dieser gekoppelten Bauteile. Die Annahme von $c_F = \infty$ wird zwar in der Praxis kaum zu realisieren sein, doch muß nach den vorliegenden Ergebnissen in Sonderfällen, z.B. bei gedrungenen durchlaufenden Randbalken kurzer Stützweite oder eventuell bei aussteifenden massiven Kernen von Hochhäusern, mit sehr erheblichen Zusatzbeanspruchungen gerechnet werden. Diesem Aspekt soll in den Folgestudien verstärkte Aufmerksamkeit gewidmet werden.

Literaturverzeichnis A1/A2

- Becker, Stanke
Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonstützen durch Anwendung von Bekleidungen oder Ummantelungen. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 214, Berlin 1970
- Becker, W., J. Stanke:
"Brandversuche an Stahlbetonfertigstützen"
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton
Berlin, Heft 215, 1970
- Becker, J., Bresler, B., Reinforced Concrete Frames in Fire Enviroments.
Bizri, H.:
ASCE National Structural Engineering Meeting,
April 22 - 26, 1974 Cincinatti, Ohio.
- Bierbauer, N.:
Über die rechnerische Ermittlung der Tragfähigkeit der Biegedruckzone im negativen Momentenbereich durchlaufender Stahlbetonplatten und -balken bei Brandbeanspruchung nach DIN 4102.
Bericht November 1971. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig.
- Bundesanstalt für
Materialprüfung (BAM)
Berlin
Prüfungszeugnisse Nr. 2.41/12 731² und 2.41/12 731³
- Busch, H.:
Feuereinwirkung auf nichtbrennbare Baustoffe und Baukonstruktionen.
Dissertation TH Stuttgart, 1938.
- Cranston, W.B.:
A Computer Method for the Analysis of restrained Columns.
Technical Report, Cement and Concrete Association.
London, TRA/402, April 1967.
- Fischer, R.:
"Über das Verhalten von Zementmörtel und Beton bei hohen Temperaturen"
Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau, Technische Universität Darmstadt, Heft 14, 1967
- Harmathy, T.Z.,
W.W. Stanzak:
"Elevated Temperature and Creep Properties of some Structural and Prestressing Steels"
ASTM, STP 464, 1970

- Jänko, B.: Zum Trag- und Verformungsverhalten ebener Stockwerkrahmen aus Stahlbeton.
Dissertation 1972, TU Braunschweig.
- Klingsch, W.: "Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetonstützen mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung"
Dissertation (in Vorbereitung)
Technische Universität Braunschweig
- Kordina, K., W. Klingsch: "Tragverhalten brandbeanspruchter Stahlbetonstützen"
IVBH, Symposium Quebec 1974,
(in Vorbereitung)
- Kordina, K., N.V. Waubke: "Die mechanischen Eigenschaften von Schwerbeton bei hohen Temperaturen"
Materialprüfung 14(1972), Nr. 8
- Krampf, L.: Flächentragwerke unter Brandbeanspruchung.
Bericht des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der TU Braunschweig an den DAfStb; in Vorbereitung.
- Liermann, K.: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern.
Dissertation 1972, TU Braunschweig.
- Marechal, J.C.: Variations in the Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio with Temperature
ACI-Seminar, Topic 3, Berlin 1970.
- Seekamp, H.: Brandversuche mit stark bewehrten Stahlbetonsäulen
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 132, Berlin
- Seekamp, Becker, Struck: Brandversuche an Stahlbetonfertigsäulen
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 132, Berlin
- Schneider, U.: "Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen"
Dissertation, Techn. Univ. Braunschweig
- Warner, R.: Tragfähigkeit und Sicherheit von Stahlbetonstützen unter ein- und zweiachsig exzentrischer Kurzzeit- und Dauerbelastung.
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 236, Berlin
- Wesche, J.: Stahlbetondurchlaufkonstruktionen unter Feuerangriff
Bericht Mai 1974. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Projektbereich B (vormals Teilprojekte D bis F)

Kennwort: Baustoffe

Beteiligte Wissenschaftler:

- Dipl.-Min. Djamous
- o. Prof. Dr.rer.nat. Hennicke
- Dipl.-Min. Lenoir
- Dr.-Ing. Neisecke
- Dr.-Ing. Schneider
- Dipl.-Min. Schwick
- Prof. Dr.-Ing. Waubke
- Dipl.-Phys. Weiß

Fortschrittsbericht für den Zeitraum 1973 - 1974

Bezug: Antrag vom 28. 2. 1972, Seiten 71 - 97

1. Beschreibung des Projektbereichs

Schon sehr bald nach Inangriffnahme des Sonderforschungsbereichs 148 zeigte es sich, daß die bereits im ursprünglichen Antrag (s. Förderungsantrag des SFB 148 vom Febr. 1972, S. 38/39) mit der Bezeichnung "Forschungsgruppe Baustoffe" angedeutete engere Zusammenführung der Teilprojekte D bis F in der Tat in eine relativ enge Verflechtung der Arbeiten dieser Teilprojekte einmündete: Diese Verflechtung erstreckte sich sowohl auf die gemeinsame Nutzung des Personals als auch auf eine immer intensivere gemeinsame Nutzung von Großgeräten. Insbesondere erwies es sich als nützlich, den einzelnen Teilprojekten formal zugehörige Wissenschaftler aufgrund ihrer besonderen Fähigkeiten und Interessen bei der Benützung solcher Großgeräte in zunehmendem Maße mehr den Geräten als den Teilprojekten zuzuordnen. Eine sachlich und wirtschaftlich optimale Nutzung und Bedienung der Geräte wurde so möglich.

Über den gerätetechnischen Aspekt und über die fachspezifischen Neigungen der einzelnen Mitarbeiter hinaus bildeten sehr bald die sich zunehmend konkretisierenden Nahziele dieser Teilprojekte und darüber hinaus aus verschiedener Sicht erwachsene neue Fragestellungen eine relativ enge Klammer, die es dementsprechend auch geeignet erscheinen ließ, bei der Fortsetzungsbeantragung dieser Situation durch Einrichtung eines Projektbereiches (neu: B) Rechnung zu tragen.

Unter den gemeinsamen Zielen dieses Projektbereiches sind vorrangig:

- eine intensive Analyse der physikochemischen Ursachen für den Festigkeitschwund von Beton bei zunehmenden Temperaturen,
- die Entwicklung von Modellen und theoretischen Ansätzen für das Verformungs- und Bruchverhalten von Beton,
- die damit ursächlich verknüpften Probleme der Rißausbreitung und inneren Reibung von Beton und
- als neu hinzutretender Interessenbereich die entsprechenden, aber den genannten Verhaltensweisen vergleichbaren Eigenschaften von Stahl

zu nennen. Eine weitere, endgültige Verklammerung aller - insbesondere der im Fortsetzungsantrag aufgeführten - Teilprojekte des Projektbereichs B ist

spätestens dann zu erwarten, wenn (voraussichtlich in der Fortsetzungsphase ab 1978) auch Probleme des Verbundes zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen aus stofflicher Sicht in Angriff genommen werden sollen: Ein für diesen Zeitraum in Aussicht genommenes Teilprojekt "Verbundverhalten bei hohen Temperaturen" des Projektbereiches B würde naturgemäß die Mitarbeit sowohl der betontechnologisch vorgebildeten Wissenschaftler der Teilprojekte B 1 bis B 3 (vormals D - F) als auch die des neu beantragten Projektbereiches B 4 beinhalten.

2. Personalsituation

Der Sonderforschungsbereich 148 wurde zu einem Zeitpunkt in Angriff genommen, zu dem die Lage auf dem Arbeitsmarkt noch von einer ausgeprägten Konjunktur des Bausektors geprägt war. So gestaltete sich die Anwerbung von interessierten und qualifizierten Wissenschaftlern für die Teilprojekte zunächst schwierig. Die sich daraus ergebende Verzögerung bei der Gewinnung geeigneter Kräfte hat sich nachträglich jedoch als vorteilhaft für die Arbeiten und Ziele des Projektbereiches erwiesen:

Neben den im Antrag als Grundausrüstung ausgewiesenen Wissenschaftlern und denjenigen Wissenschaftlern, die laut Antrag aus anderen Bereichen der beteiligten Institute übernommen werden sollten, sollten insbesondere zwei Diplom-Ingenieure des Bauwesens und ein Diplom-Ingenieur der Fachrichtung "Steine und Erden" zusätzlich angeworben werden. Diese Besetzung wäre den ursprünglich beabsichtigten Arbeitsmethoden - insbesondere der Teilprojekte E und F - auch durchaus angemessen gewesen.

Im Zuge der in den nachfolgenden Teilberichten B 1 bis B 3 geschilderten, sukzessiven Verlagerung der Interessen und Arbeitsmethoden der Teilprojekte würde eine derartige personelle Besetzung die - insbesondere seit 1974 - vorzugsweise in diesem Projektbereich vorangetriebenen Arbeiten jedoch weitgehend ausschließen. So ist es ausgesprochen als Vorteil anzusehen, daß auf die genannten Positionen im Zuge der Jahre 1973 und 1974 zwei Diplom-Mineralogen und ein Diplom-Physiker zur Mitarbeit gewonnen werden konnten, die sich zwischenzeitlich nicht nur zu ausgezeichneten Spezialisten für eine Reihe der dringend anstehenden Forschungsaufgaben entwickelt haben, sondern die betroffenen Teilprojekte durch neue Ideen und Anregungen bereichert haben.

Im übrigen sind die Teilprojekte B 2 und B 3 (vormals E und F) seit 1974 in allen Bereichen - also auch in den technisch-handwerklichen Bereichen - voll besetzt und funktionsfähig.

3. Investitionsmaßnahmen

In den auch künftig fortgeführten Teilprojekten B 2 und B 3 (vormals E und F) waren als einmalige Geräteinvestitionen zunächst ein Gerät zur Feuchtebestimmung nach Monfore und ein XY-Schreiber zur Beschaffung vorgesehen. Es zeigte sich, daß das Monfore-Gerät auf dem europäischen Markt nicht zu beschaffen war. Dem sich zwischenzeitlich als notwendig erweisenden Antrag, die hierfür vorgesehenen Investitionsmittel umzuwandeln und daraus den Gerätebestand des Sonderforschungsbereichs um ein etwa gleich teures Naßschleifgerät für Gesteinsdünnschliffe zu ergänzen, hat die DFG nachträglich zugestimmt.

Ebenso stimmte die DFG nachträglich der Verwendung der für die Beschaffung eines Schreibers vorgesehenen Mittel zur weiteren Aufstockung und zum weiteren Ausbau der vorhandenen Groß-Thermowaage zu, so daß dieses Gerät - zusammen mit den hierfür im Teilprojekt D beantragten und bewilligten Mittel - nunmehr auf den erforderlich erscheinenden Leistungsstand gebracht werden konnte.

Weitere, im Teilprojekt D vorgesehene Investitionen wurden nicht mehr getätigt, weil dieses Teilprojekt - wie an anderer Stelle berichtet - zur Zeit ruht.

Von den beiden beschafften Geräten - dem Naßschleifgerät und der DTA-Zusatz-einrichtung zur Thermowaage - ist zu berichten, daß sie seit 1974 zu den meistgenutzten Geräten des Projektbereiches gehören und daß diese Geräte die in den nachfolgenden Berichten der Teilprojekte zusammengestellten Ergebnisse zu einem wesentlichen Teil erst ermöglicht haben.

Veröffentlichungen Projektbereich B

- Kordina, K.,
Waubke, N.V.: Die mechanischen Eigenschaften von Schwerbeton bei hohen Temperaturen.
Materialprüf., Bd. 14, Nr. 8, S. 239/242, (1972).
- Waubke, N.V.: Über einen physikalischen Gesichtspunkt der Festigkeitsverluste von Portlandzementbetonen bei Temperaturen bis 1000 °C.
Schriftenreihe des SFB, Heft 2, S. 1/156, (1973).
- Waubke, N.V.,
Schneider, U.: Über das Auftreten von Zugspannungen in Konstruktionsbetonen infolge schneller Wasserdampfströmungen.
Schriftenreihe des SFB, Heft 2, S. 157/68, (1973).
- Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen.
Dissertation, TU Braunschweig, (1973).
- Kordina, K.,
Schneider, U.,
Waubke, N.V.: Zur Hochtemperaturrheologie von Normalbeton.
Schriftenreihe des SFB, Heft 3, S. 112/37, (1974).
- Kordina, K.,
Schneider, U.: Zum mechanischen Verhalten von Normalbeton unter instationärer Wärmebeanspruchung.
Zeitschrift beton, Beton-Verlag G.m.b.H., Düsseldorf (erscheint demnächst).
- Schneider, U.: Kinetische Untersuchungen an Normalbeton unter thermischer Beanspruchung.
Betonstein-Zeitung, Bauverlag G.m.b.H., Wiesbaden, (erscheint demnächst).

B 1 - 0 - 1

S o n d e r f o r s c h u n g s b e r e i c h 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Teilprojekt: B 1

Titel: Mineralogische Untersuchung des Verhaltens
der Zuschlag- und Bindemittelphasen von
Beton bei Feuereinwirkung

Kennwort: Mineralogie

Leiter: o. Prof. Dr. rer. nat. Hennicke

Beteiligte Wissenschaftler:

o. Prof. Dr. rer. nat. Hennicke
Dipl.-Min. A. C. Lenoir

Fortschrittsbericht für den Zeitraum 1973 - 1974

Bezug: Antrag vom 28.2.1972, Seiten 71 - 80

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung	2
1.1. Problemstellung	2
1.2. Die übliche Betrachtungsweise	3
2. Proben und Probenvorbereitung	5
3. Messungen	6
3.1. Die Röntgendiffraktometrie	6
3.1.1. Allgemein	6
3.1.2. Das Röntgenbeugungsbild von Kiesbeton nach dem Erhitzen	8
3.1.3. Das Röntgenbeugungsbild von Portlandzement ohne Zuschlag nach dem Erhitzen	10
3.1.4. Bemerkungen zu der Röntgendiffraktometrie	11
3.2. DTA- und TGA-Analysen	12
3.2.1. Allgemein	12
3.2.2. DTA- und TGA-Messungen	13
4. Schlußfolgerungen	15
5. Zusammenfassung	16
6. Literatur	17

1. Einleitung

1.1. Problemstellung

Im Rahmen des Sonderforschungsbereichs werden am Institut für Steine und Erden ab Dezember 1973 Versuche durchgeführt, die das mineralogische Verhalten der Zuschlag- und Bindemittelphasen von Beton bei Feuerwirkung verdeutlichen sollen. Die bei einer derartigen Beanspruchung auftretenden Festigkeitsverluste sind nämlich nicht immer auf Gefügestörungen durch unterschiedliche Temperatúrausdehnungskoeffizienten verschiedener Bestandteile oder Phasen des Betons zurückzuführen. Setzt man voraus, daß Beton aus einem fluiden und einem festen Skelett aufgebaut ist, die beide in Wechselwirkung zu einander stehen, so sind vielmehr physikalische und chemische Änderungen für diese Festigkeitsminderungen verantwortlich (1). Auf Grund dieser Problemstellung ist es verständlich, zuerst die Hilfsmittel der Röntgendiffraktometrie, der Thermogravimetrie (TGA) und der Differentialthermoanalyse (DTA) auszunutzen, und in einem späteren Stadium auf andere, z.B. mikroskopische und infrarot-spektroskopische Methoden zurückzugreifen. Letztgenannte Methode eignet sich besonders für die Zementsteinphasen-Untersuchung und erlaubt Aussagen über die Bindung der OH- und H₂O-Gruppen im Gelgerüst.

Da die bis heute durchgeführten Versuche sich jedoch auf die röntgenographische Untersuchung von Kiesbeton (vervollständigt durch TGA und DTA) beschränken, können leider nur noch Aussagen über die kristallinen Bestandteile der Matrix-Phase gemacht werden. Obwohl Hochtemperaturröntgenbeugungsmessungen für das thermische Verhalten am meisten repräsentativ sind, ist vorläufig doch, aus Gründen der Komplexität dieses Verfahrens, auf diese Methode verzichtet worden. Hinzu kommt, daß aus der Literatur eine Anzahl von Gedanken über diese Materie vorliegt, wobei eine Hochtemperaturröntgenbeugungsuntersuchung keine Voraussetzung sein kann, um diese zu überprüfen.

1.2. Die übliche Betrachtungsweise

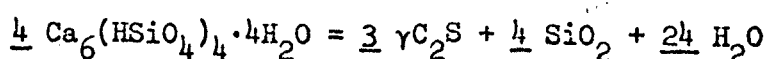
Die Festigkeitsverluste bei Betonen höherer Temperaturen lassen sich leicht feststellen. Schwieriger wird es, wenn versucht wird, einen Zusammenhang zwischen dem Austreten von Wasser und deren Festigkeitsabfall zu finden.

Auf dieses Phänomen wird von N. V. Waubke ausführlich eingegangen, und er unterscheidet als wichtige Bindungszustände des Wassers in Beton:

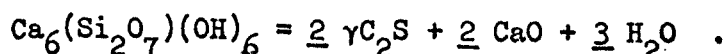
1. frei verdunstbares Wasser; Siedetemperatur: 100°C ,
2. Wasser in abgeschlossenen Poren, sog. Totporen;
Sprengeneffekt $> 180^{\circ}\text{C}$,
3. physikalisch adsorbiertes Wasser;
Siedebereich: $100 - 400^{\circ}\text{C}$,
4. Kapillarwasser; Siedebereich: $100 - 275^{\circ}\text{C}$,
5. chemisch gebundenes Wasser (als Hydrat oder in hydroxidischer Form).

Sind, außer dem frei verdunstbaren Wasser, für eine Festigkeitsbetrachtung alle Bindungstypen von Bedeutung, so kommt für eine mineralogische Betrachtungsweise nur das chemisch gebundene Wasser in Frage. Hierdurch ist die Mineralogie grundsätzlich nur teilweise in der Lage, das Festigkeitsverhalten von Betonen bei Temperaturbeanspruchung zu verdeutlichen.

Dennoch läßt sich eine umfassende Tabelle von möglichen Dehydrationsvorgängen (Tabelle I) aufstellen. Von besonderer Bedeutung bleibt jedoch, daß die Daten in dieser Tabelle auf Erfahrungen an synthetisch hergestellten Ausgangssubstanzen beruhen, deren Existenz in Betonen in vielen Fällen nicht nachgewiesen ist. Läßt man weiter solche Reaktionen hypothetisch in Beton ablaufen, stößt man manchmal auf erheblich komplexe Reaktionsgleichungen, die neben Änderungen in H/Si-Verhältnis, CaO oder SiO_2 entstehen lassen, z.B. im Falle von Afwillit (3):



und bei dem Tricalciumsilikathydrat (4):



Versucht man nun an Hand derartiger Tabellen (2, S. 222: 11, S. 590 ff) plötzliche Änderungen in TGA- und DTA-Kurven zu erklären, so kommen häufig diejenigen Ausgangssubstanzen in Frage, die doch eigentlich röntgenographisch oder mikroskopisch nachgewiesen werden müßten. Das Minimum in einer DTA-Kurve im Bereich des Abbaues von Xonotlit, Hillebrandit, 14 Å-Tobermorit, Afwillit usw. nach Tabelle I setzt nämlich voraus, daß für den Fall, daß diese Effekte auf diese Substanzen zurückzuführen sind, diese auch in einer proportionalen Menge kristallin vorliegen müssen.

Tabelle I

Das thermische Verhalten einiger Calciumsilikat-Hydrate (nach Taylor) (2)			
Hydrattyp	Umsetzung zu	Umsetzungsbereich in (°C)	Hauptmaximum bei der DTA liegt im Bereich von 1) (°C)
Xonotlit	β -CS	680-700	790-840 (-)
Hillebrandit	β -C ₂ S	520-540	540-630 (-)
14 Å-Tobermorit	11 Å-Tobermorit	55-60	128 (?) (-)
11 Å-Tobermorit	9 Å-Tobermorit	100-300	250-260 (-)
9 Å-Tobermorit	β -CS	300-800	800-850 (+) ²⁾
C-S-H (I)	β -CS	20-500	830-900 (+) ²⁾
C-S-H (II)	β -C ₂ S	20-500	-----
Tobermoritgel	β -C ₂ S	20-700	120 (-)
γ -C ₂ S-Hydrat	---	650-700	750 (-)
Afwillit	γ -C ₂ S	275-285	400 (-); 850 (+)
γ -C ₂ S-Hydrat	β -C ₂ S	400-450	460-480 (-)
Phase Y	β -C ₂ S	640-700	690 (-); 980 (-)
Tricalciumsilikat-Hydrat	γ -C ₂ S+CaO	420-550	-----

1) (+) bedeutet exotherm, (-) bedeutet endotherm.

2) sehr schwach für kristallines Tobermorit, jedoch sehr ausgeprägt im Falle von C-S-H (I).

2. Proben und Probenvorbereitung

Zwei Kiesbetone wurden untersucht und zwar:

I Proben aus Braunschweig, die schon für andere Zwecke benutzt worden sind. (Alter > 18 Monate)

II Kiesbeton, hergestellt nach DIN 1164 mit als Zuschlag Normsand; $W/Z = 0,5$; Zuschlaganteil $\pm 75\%$. (Alter > 3 Monate)

In beiden Fällen handelte es sich um Portlandzement 350 F (bei II um Nordzement)

Die Proben aus Braunschweig konnten einfach in einem Mörser zerkleinert werden, da sie schon thermisch beansprucht waren. Übermäßige Zuschlaganteile vereinfachen die Auswertung der Röntgenbeugungsbilder aber nicht, so war es zweckmäßig, bei der Zerkleinerung die Zuschlagstoffe teilweise abzutrennen. Die auf diese Weise erzeugten Proben enthielten zwischen 35 und 65% in HCl lösliche Bestandteile.

Die Proben, hergestellt nach DIN 1164, wurden in einem Muffelofen mit einer Aufheizgeschwindigkeit von $\pm 5^{\circ}\text{C}/\text{Min}$ erhitzt. Die Zerkleinerung fand in einer Labormühle ohne Abtrennung von Zuschlagmaterial statt.

In einem späteren Stadium standen auch abgebundene Zementproben ohne Zuschlagmaterial zur Verfügung, wofür gilt:

$W/Z = 0,35$; Alter > 30 Tage.

Diese Proben wurden wie die Probe II untersucht.

3. Messungen

Wie in der Einleitung schon bemerkt, sind die Röntgendiffraktometrie, die TGA und die DTA eingesetzt, um das thermische Verhalten von Kiesbeton zu untersuchen. Über die benutzten Geräte können folgende Angaben gemacht werden:

Röntgenbeugungsanlage: Philips/Müller Mikro 111 mit Cu-Röhre.

Thermowaage: gebaut von der Firma Linseis KG, Baujahr 1969.

DTA-Apparatur: Eigenbau (Institut für Steine und Erden) und für Temperaturen bis 500°C die Mettler DTA-2000.

3.1. Die Röntgendiffraktometrie

3.1.1. Allgemein

Die Röntgendiffraktometrie hat sich als Hilfsmittel, um die Erhärtung von Zementen zu verfolgen, gut bewährt, ist jedoch im Hinblick auf thermische Dehydratationsuntersuchungen noch kaum eingesetzt. Selbstverständlich können die Mineralbestandteile der Gesteinsphasen, da sie überwiegend als amorphe Substanz auftreten, nur teilweise erfaßt werden. Selbst bei dem im allgemeinen gut kristallisierten Portlandit ($C_a(OH)_2$) liefern quantitative Röntgenbeugungsanalysen immer zu wenig (5). Tritt weiter Zuschlagmaterial auf, so wird das für die Interpretation der Matrix-Phase zugängliche Bild um einige Bereiche kürzer, und die immer in ungleichen Mengen auftretenden Verunreinigungen wirken zusätzlich verwirrend.

Viele abgebundene Zemente sind schon von Kantro, Copeland und Anderson untersucht worden, und vielen Peaks konnten zufriedenstellende Bedeutungen zuerkannt werden (6).

Der hier untersuchte Zement ist jedoch von den von Copeland u.a. untersuchten Proben insoweit unterschiedlich, daß die lange Lagerung bei Copeland (Alter bis 12 Jahre) eine beträchtliche Kristallisation hervorgerufen hat wovon nach 35 Tagen, wie für den hier untersuchten Fall gilt, auf den ersten Blick die Spuren noch nicht erkennbar sind. Die nahe Verwandtschaft tritt nur in Erscheinung, indem alle möglichen d-Werte tabellarisch gesammelt und mit denen aus der Literatur verglichen werden.

In Tabelle II ist dieses an einem Beispiel vorgeführt und die Übereinstimmung ist fast vollständig, ausgenommen einige Peaks, die auf Restanten der Klinkermineralien (hauptsächlich Silikate ?) zurückgeführt werden müssen.

Schließlich ist ein Vergleich mit der bei Taylor (2, S. 336) vorgeführten schematischen Darstellung eines Röntgenbeugungsbildes von Portlandzement sinnvoll

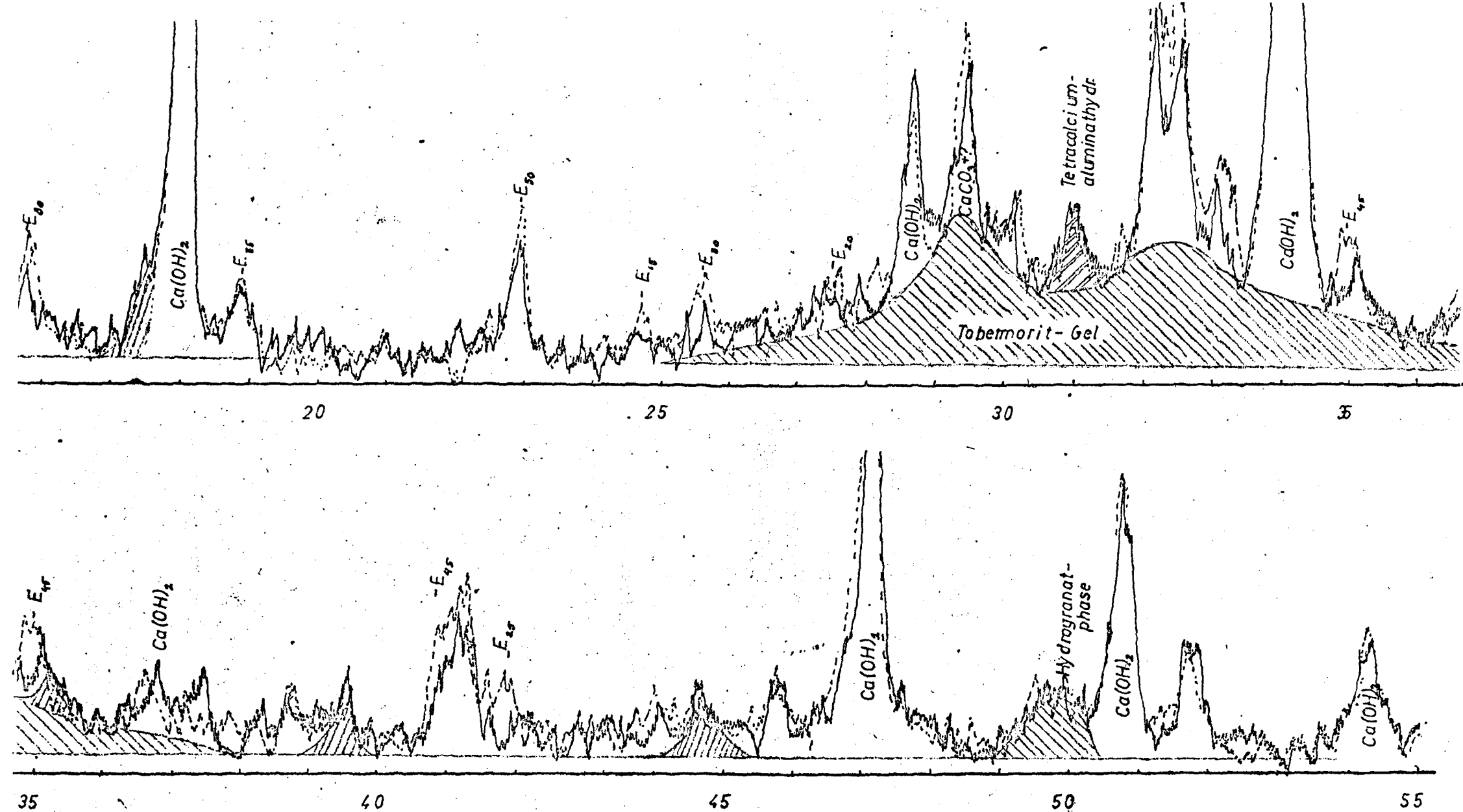
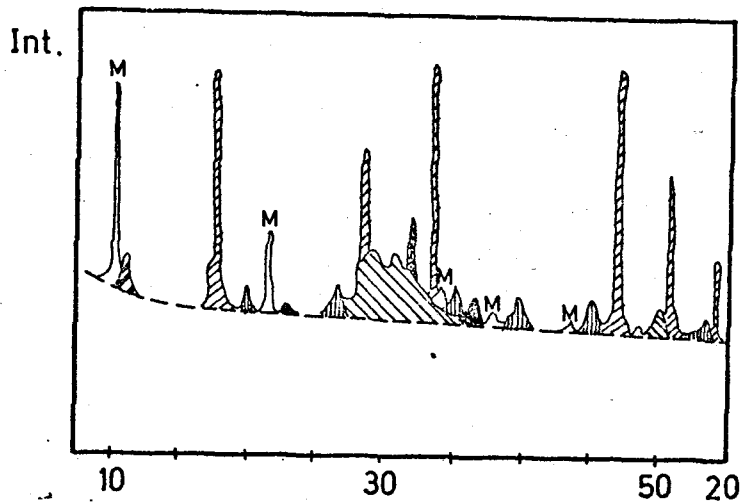
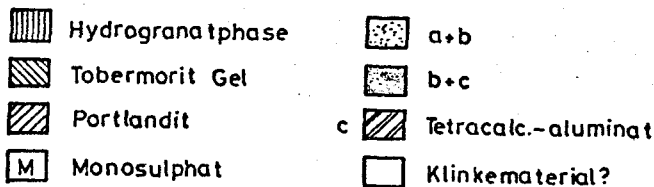


BILD 1: RÖNTGENBEUGUNGSBILD VON EINEM ABGEBUNDENEN PORTLANDZEMENT NACH 16 ---- UND 35 — TAGEN.



Die Übereinstimmung ist auch hier zufriedenstellend (Bild 1 und 2). Zwar ist das Monosulfat nicht anwesend, für dieses tritt jedoch Ettringit auf, dessen Erscheinung auch bei älteren Zementen noch möglich ist und wofür das Verhältnis $\text{SO}_3/\text{C}_3\text{A}$ im Zementklinker wahrscheinlich maßgebend ist.

Bild 2. Schematische Darstellung eines Röntgenbeugungsbildes von Portlandzement. (2)



3.1.2. Das Röntgenbeugungsbild von Kiesbeton nach dem Erhitzen

Erhitzt man die Betonkörper, so kann man Änderungen im kristallinen Bereich feststellen, es ist jedoch nicht immer einfach auf bestimmte Mineralien hinzuweisen. Eine deutliche Änderung macht sich nur bei Portlandit bemerkbar. Zwischen 400 und 500°C findet ein plötzliches Verschwinden statt, wie es im Bild 3 und 4 graphisch dargestellt ist.

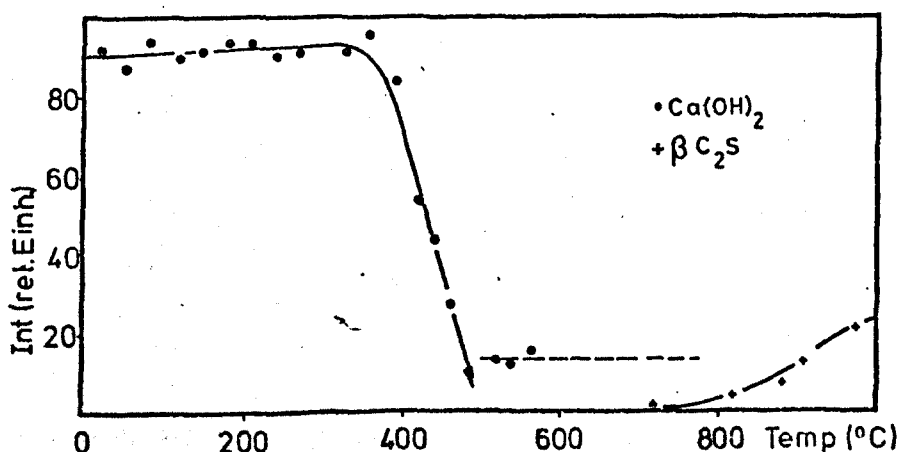


Bild 3. Zerfall von Portlandit in Kiesbeton

Tabelle II

d-Werte bei der Röntgenbeugungsanalyse von Portlandzement nach 35 Tagen und nach 10 Jahren (6)

mögliche Komponente	nach 35 T.	nach 10 J.	mögliche Komponente	nach 35 T.	nach 10 J.
E	9,7	9,7	+))	2,70	2,70
B	8,8	9,0	G	2,63	2,63
C		8,3	E	2,56	2,56
D	7,8	7,8	D F		2,53
E	5,63	5,64	H		2,50
F	5,07	5,06	BC G	2,44	2,45
G	4,92	4,92	B D F		2,43
E	4,72	4,72	+))	2,40	
EF	4,42	4,41	DE	2,36	2,36
	4,23	4,26	F H	2,28	2,29
B E	4,04	4,02	F		2,26
C E H	3,88	3,88	B+)E	2,20	2,21
D		3,81	+))	2,19	
E	3,51	3,59	C E	2,15	2,14
E	3,48	3,49	D H	2,09	2,10
		3,35	B	2,05	2,06
F	3,31	3,31	D F	2,02	2,01
E	3,26		+))	1,98	
	3,20		DEF	1,96	1,96
FG	3,11	3,12	GH	1,93	1,93
HI	3,04	3,05	H		1,912
+))	3,00		H		1,875
+))	2,97		B I	1,824	1,823
BCD	2,88	2,89	G	1,798	1,797
+) EF I	2,78	2,77	+))	1,765	
+))	2,76		F		1,717
+))	2,74		D G	1,688	1,688

E = Ettringit

B = Calciummonosulfat

C = Tetracalcium-Aluminat-hydrat

D = Calciumcarbonat-Aluminat-hydrat

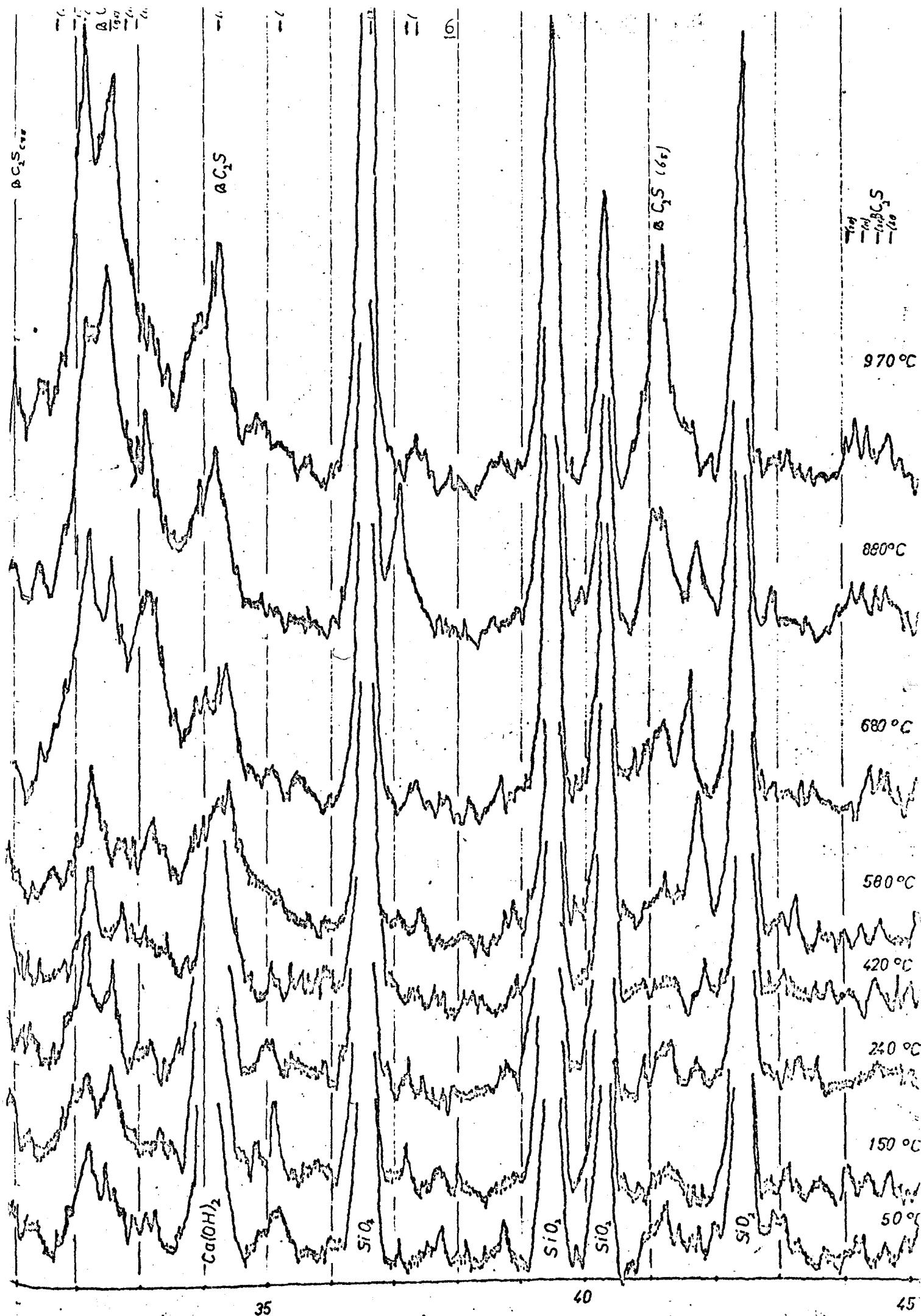
F = Hydrogranatphase

G = Portlandit

H = Calciumcarbonat

I = Tobermorit

+) nach aller Wahrscheinlichkeit auf Restanten der Klinkerminerale zurückzuführen.



RÖNTGENBEUGUNGSBILDER VON KIESBETON

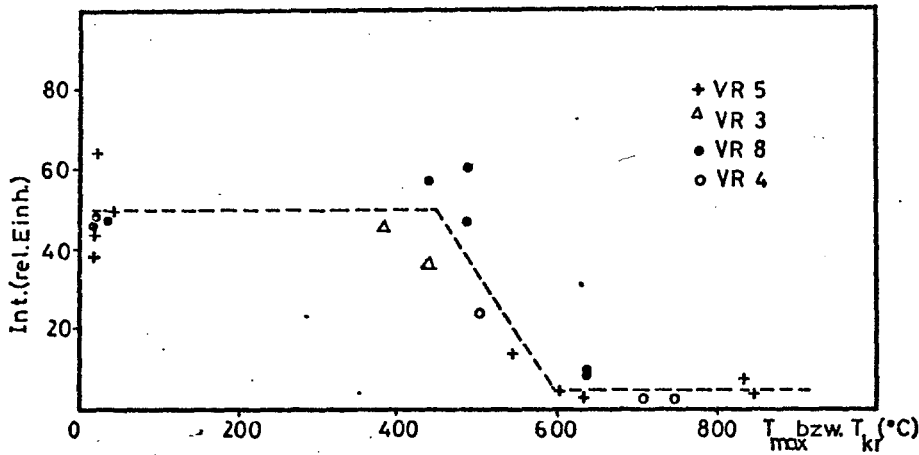


Bild 4. Zerfall von Portlandit in Kiesbeton
(Proben aus Braunschweig)

Bei der Auswertung dieser Mengenanteile im Bild 3 sind die Portlandit-intensitäten bei $d = 4,92; 2,63$ und $1,93$ als Peakoberfläche bestimmt. Es stellte sich nämlich heraus, daß der 100-Peak immer kleiner der 74-Peak ist und zweitens Peakverbreitung schwankte. Bei den Proben aus Braunschweig nur die Intensität des 74-Peaks bestimmt, da durch die andersartige Probenvorbereitung und ungleichmäßige Carbonisation

Proben nach längerer Zeit schon eine starke Streuung in Kauf genommen werden muß. Für die unterschiedlichen Zuschlaganteile ist eine Korrektur angebracht (Tabelle

Bei weiterer Temperaturerhöhung ändert sich das Röntgenbeugungsbild bis 650°C jedenfalls läßt es sich wegen genannter Komplikationen nicht auswerten (Bild 5).

Bei noch höheren Temperaturen, z.B. 900°C , läßt sich mit Sicherheit $\beta\text{C}_2\text{S}^+$ nachweisen. Bei 650°C ist dieses vielleicht auch der Fall, die Röntgendiffraktometrie ist hier aber nicht eindeutig.

Tabelle III

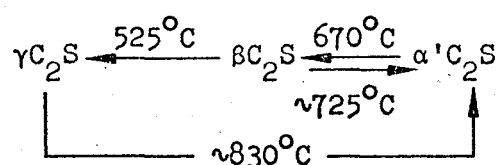
Intensitäten für SiO_2 und Ca(OH)_2 bei den Proben aus Braunschweig

Serie VR../	SiO_2	Ca(OH)_2	Ca(OH)_2 für $I_{\text{SiO}_2} = 44,5$	Serie VR../	SiO_2	Ca(OH)_2	Ca(OH)_2 für $I_{\text{SiO}_2} = 44,5$
5/1	35	5	4	8/1	46	37	39
2	50	57	64	2	36	11	9
3	42	5	5	3	47	9	10
4	56	40	50	4	38	7	6
5	59	34	45	5	41	9	8
6	42	4	4	6	39	66	58
7	40	4	4	7	49	45	49
8	69	25,5	40	9	36	76	61

Fortsetzung der Tabelle III s. folgendes Blatt

Serie VR../	SiO ₂	C _a (OH) ₂	Ca(OH) für I _{SiO₂} = 44,5	Serie VR../	SiO ₂	Ca(OH) ₂	Ca(OH) für I _{SiO₂} = 44,5
9	58	6	8	10	40	51	46
10	49	13	14	4/6	37	4	3
3/2	43	48	46	9	22	7	3
3	46	36	37	10	48	23	25

+) Für die Dicalciumsilikatumwandlung gilt:



3.1.3. Das Röntgenbeugungsbild von Portlandzement ohne Zuschlag nach dem Erhitzen

Nach den enttäuschenden Erfahrungen mit Kiesbeton schien es dem Autor dennoch sinnvoll, im Hinblick auf mögliche spätere Untersuchungen, zu untersuchen, ob Zement ohne Zuschlag mehr Informationen liefern. Das ist jedoch kaum der Fall. Nachdem bei 100°C Ettringit verschwunden ist, bleibt das Röntgenbeugungsbild bis 500°C fast unverändert. Portlandit verschwindet in der üblichen Weise und $\beta\text{C}_2\text{S}$ tritt möglicherweise schon ab 600°C auf, wofür aber eine elektronenmikroskopische Aufnahme die Bestätigung bringen sollte. (Bild 6)

Im Bereich zwischen 30 und 35° für 2 θ sind die Aussagen nämlich nicht eindeutig und darum ist $d = 2,19$ bzw. $41,2^\circ$ als charakteristischer Peak für $\beta\text{C}_2\text{S}$ angenommen und hier liegen auch Peaks der Mineralien C_3S und $\gamma\text{C}_2\text{S}$.

Lag im Ausgangsmaterial in diesem Bereich auch schon eine kleine Intensität vor, so wurde diese auf die im Bild 3 und 6 angegebenen C_2S -Intensitäten in Minderung gebracht.

Interessant ist weiter noch, daß mit großer Sicherheit CaO nachgewiesen werden konnte. Bei $d = 2,41$ liegt zwar auch ein $\beta\text{C}_2\text{S}$ -Peak, dieser ist im Anfangsbereich zwischen 600 und 750°C jedoch zu vernachlässigen.

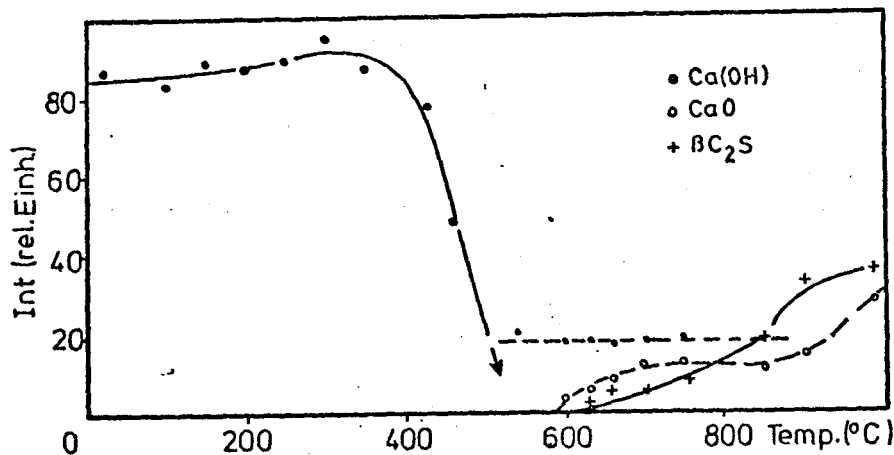
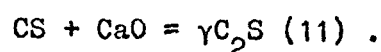


Bild 6. Einige Intensitäten im Röntgenbeugungsbild von Portlandzement als Funktion der Temperatur.

Da nun CaO im Kiesbeton 500°C absolut nicht nachgewiesen werden kann, ist der Gedanke geprüft worden, ob eine Reaktion zwischen dem CaO und dem Zuschlagmaterial möglich ist (7). Nach dem Trocknen eines aufgeschlammten Portlandit/Zuschlag-Breis, welcher anschließend eine Stunde auf 500°C erhitzt wurde, läßt sich eine derartige Reaktion jedoch röntgenographisch nicht feststellen.

3.1.4. Bemerkungen zu der Röntgendiffraktometrie

Diese Untersuchungen müßten theoretisch eigentlich auch die Frage beantworten, ob Wollastonit bei der Dehydratation von Portlandzement gebildet wird. Obwohl die Antwort der Röntgendiffraktometrie in dieser Hinsicht negativ ist, gibt es noch keinen Grund, an dem Auftreten von βCS zu zweifeln. Aus Dehydratationsuntersuchungen an synthetischen Silikathydraten (12) ist nämlich bekannt, daß βCS unterhalb 700°C röntgenographisch nicht nachgewiesen werden kann. Oberhalb dieser Temperatur ist die Umwandlung der anhydriden Substanz in βCS weniger wahrscheinlich, als z.B. eine Reaktion vom Typ:



Auch $\gamma\text{C}_2\text{S}$ läßt sich schwierig nachweisen. Bei der Dehydratation von dem Tricalciumsilikat-Hydrat ($\rightarrow\gamma\text{C}_2\text{S} + \text{CaO}$) heißt es bei Buckle u.a.:

"Unterhalb 700°C bildet sich etwas Ähnliches wie $\gamma\text{C}_2\text{S}$ " (4), und da auch unterhalb dieser Temperatur CaO nicht nachgewiesen werden kann, hält Buckle es für wahrscheinlich, daß CaO in das Gitter von $\gamma\text{C}_2\text{S}$ aufgenommen und in dieser Weise unkenntlich gemacht wird. Ein anderer Teil des CaO müßte dann in einem

amorphen Zustand vorliegen.

3.2. DTA- und TGA-Analysen

3.2.1. Allgemein

Viele DTA-Analysen sind in der Vergangenheit schon durchgeführt worden und immer wieder werden etwa die gleichen, wichtigen Temperaturbereiche gefunden. Diese Bereiche sind in Tabelle IV angegeben unter Angabe der in der Literatur üblichen Erläuterungen.

Waubke weist darauf hin, daß auch eine Anzahl anderer Vorgänge auftreten können, und zwar für die Bereiche:

- I. 14 Å-Tobermorit 11 Å-Tobermorit,
- II. 11 Å-Tobermorit 9 Å-Tobermorit,
- III. $\alpha\text{C}_2\text{S}$ -Hydrat $\rightarrow \beta\text{C}_2\text{S}$ und ab 400°C schon Dehydratation des Afwillits, ab 540°C Dehydratation des Hillebrandits,
- IV. erste Abbaustufe der Phase Y und Zerfall des $\gamma\text{C}_2\text{S}$ -Hydrats,
- V. zweite Abbaustufe der Phase Y.

Diese Untersuchung müßte eigentlich diese Vorschläge auf ihre Richtigkeit prüfen, jedoch aus dem Vorhergehenden (3.1.1. und 3.1.3.) ist deutlich geworden, daß die Röntgendiffraktometrie diese Hypothesen nicht unterstützt und auch aus 1.2. geht hervor, daß es Gründe gibt, an einigen dieser Vorschläge zu zweifeln.

Tabelle IV

Wichtige Temperaturbereiche bei der DTA-Analyse von Portlandzement

Autor	I	II	III	IV	V	Bemerkungen
Petzhold/ Talke	100-250		540-	750-780	840-900	18°C/Min (8)
Barta/ Satava	130-200		520-	770-		aus Literaturstelle (8) entnommen
Boschenow/ Suworowa	100-140 200-220		550-580		800-890 890-910	
Waubke	30-180	266-272	450-488 540-574	725-754 780-800	898-960	mit Zuschlag 10°C/Min (1)

Fortsetzung der Tabelle IV s. folgendes Blatt

Autor	I	II	III	IV	V	Bemerkungen
Rey	150-200		550-		820-850 900-	8°C/Min (10)
	Entwässerung bzw. Dehydratation: adsor- biertem Wasser, Ettringit		Ca(OH) ₂	Calcium silikat hydrat	Dissoziation von CaCO ₃	

3.2.2. DTA- und TGA-Messungen

Der Betonkörper, hergestellt nach DIN 1164, ist thermogravimetrisch und differentialthermoanalytisch untersucht worden, wie in Bild 7 und 8 dargestellt.

Beide Bilder sind völlig miteinander in Übereinstimmung:

- I. bis 200°C wird das anhaftende Wasser abgegeben, während Ettringit schon bei 100°C verschwunden ist.
- II. zwischen 200°C und 450°C erfolgt eine sich langsam fortsetzende Entwässerung.
- III. zwischen 445°C und 475°C zerfällt Portlandit.
- IV. ab 600°C wieder eine starke Wasserabgabe, die bei der TGA bis 700°C, laut der DTA bis 750°C andauert.
- V. bei etwa 800°C ist die Dehydratation zu Ende. Wegen der geringen Menge an CaCO₃ wird die Dissoziation dieser Substanz bei DTA und TGA nicht bemerkbar.

Die DTA liefert zusätzlich die Quarzumwandlung ($\text{SiO}_2 \beta \rightarrow \alpha$) und ab ± 725 die ebenfalls endotherme C_2S -Umwandlung ($\beta \rightarrow \alpha'$).

Nach Lehmann und Dutz wird die Dissoziation von Portlandit bei 350°C bemerkbar, ist jedoch bei 410°C plötzlich und fast vollständig. Ein von den Autoren gefundener kleiner Effekt bei 555°C kann in den hier durchgeführten Versuchen nicht bestätigt werden.

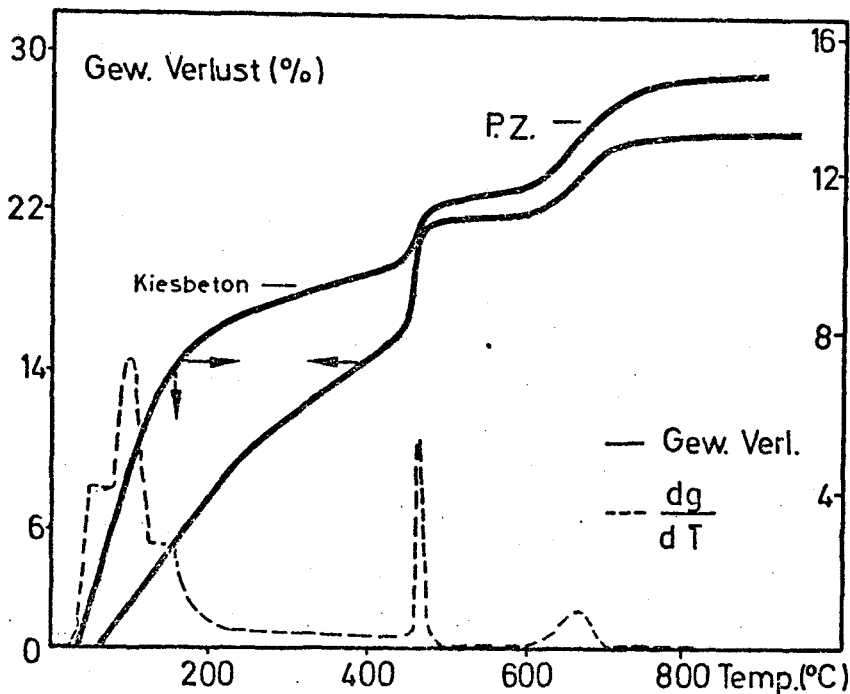


Bild 7. Thermogravimetrische Kurve von Kiesbeton und von Portlandzement.

(Aufheizgeschwindigkeit: 5°C/Min)

Reiner Portlandit und Ca(OH)_2 in Kiesbeton oder Portlandzement zeigen also das gleiche Verhalten, und man muß demzufolge annehmen, daß auch bei Portlandzement Portlandit zu CaO und H_2O dissoziiert (vergleiche hierzu die Bilder 4 und 6).

Eine quantitative DTA-Analyse (mit Hilfe der Mettler DTA-2000) unterstützt diese Annahme:

der endotherme Peak ab 445°C bei einer Einwaage von 10 mg beträgt für Portlandzement 503-465 mcal. Aus Bild 7 geht hervor, daß ein Wasserverlust von 6% infolge der Dissoziation von Ca(OH)_2 auftritt.⁺⁾ Hieraus folgt eine Dissoziationsenthalpie von 1,40-1,51 Kcal/Mol. Laut Literaturangabe beträgt dieser Wert 1,53-1,56 Kcal/Mol (13,14).

Daß CaO dennoch nicht nachzuweisen ist, kann zweifach gedeutet werden:

1. CaO bleibt als amorphe Phase zurück,
2. CaO hat bei der Abkühlung wieder Portlandit gebildet.

Tatsächlich ist Ca(OH)_2 auch bei den oberhalb 445°C erhitzten Proben nachzuweisen. Die Menge ist jedoch gering und die Kristallisationsart anders als bei den Proben niedriger Temperatur. Weiterhin darf angenommen werden, daß CaO teilweise in die anhydriden Dehydratationsprodukte eingebaut wird (3.1.4.).

⁺⁾ Diese Zahl ist mit Absicht zu niedrig gewählt, um damit eine Überlagerung im DTA-Spektrum zu berücksichtigen.

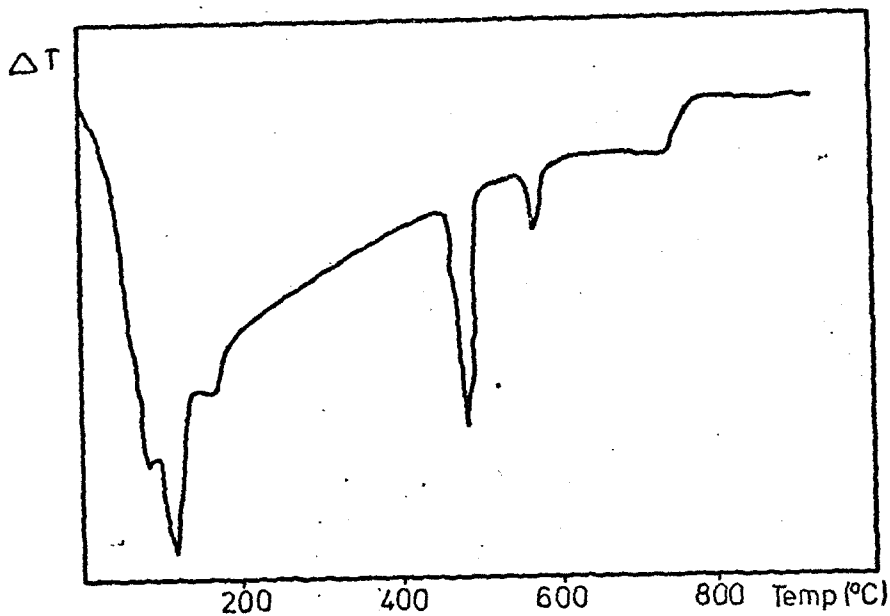


Bild 8.

DTA-Kurve von Kiesbeton
(Aufheizgeschwindigkeit: 50°C/Min)

4. Schlußfolgerungen

Wie aus dem Vorhergehenden deutlich geworden ist, zeigt die Röntgendiffraktometrie sich als ungeeignet, das thermische Verhalten von Kiesbeton zu erläutern. Die vielen Hypothesen, die DTA- und TGA-Analysen aufgeworfen haben, können weder bestätigt, noch kann ihnen widersprochen werden. Bei weiteren Untersuchungen über das thermische Verhalten der Matrix-Phase sind Kenntnisse über die auftretenden Ausgangssubstanzen unentbehrlich, weil in den Dehydratationsprodukten wenig Abwechslung auftritt und diese röntgenographisch nicht, oder erst bei höheren Temperaturen, erfaßt werden können.

Was den Zerfall von Portlandit betrifft, so bleibt die Frage unbeantwortet, wie diese Substanz, die für die Festigkeitsentwicklung in Zement nicht als sehr wichtig angesehen wird, zu einer starken Festigkeitsminderung führt.

Obwohl Waubke (1) angenommen hat, daß die Dissoziation von Portlandit ab 512°C stattfindet, stellt diese Untersuchung den Zerfall von Portlandit eindeutig in dem Temperaturbereich von 400-500°C fest. Genau in diesem Bereich sind die Festigkeitsminderungen bei thermischer Beanspruchung von Beton am größten (1, 15, 16).

5. Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit ist versucht worden, mineralogische Änderungen der Gesteinsphasen in Kiesbeton bei thermischer Beanspruchung röntgenographisch nachzuweisen.

Es hat sich herausgestellt, daß weniger Kenntnisse über die Dehydratationsprodukte in Beton für das Ergebnis einer derartigen Untersuchung maßgebend sind. Solange ein gut definierter Betonkörper nicht zur Verfügung steht, können Röntgenbeugungsanalysen die charakteristischen Erscheinungen in TGA- und DTA-Kurven nicht alle aufklären.

6. Literatur

- (1) Waubke, N. V.

Über einen physikalischen Gesichtspunkt der Festigkeitsverluste von Portlandzementbetonen bei Temperaturen bis 1000°C.

Schriftreihe des Sonderforschungsbereiches 148 der DFG, Heft 2, TU Braunschweig.
- (2) Taylor, H. F. W.

The Chemistry of Cements I.

Academic Press, London - New York, 1964.
- (3) Taylor, H. F. W.

The dehydration of afwillite.

Acta Cryst. 8 (1955) S. 440.
- (4) Buckle, E. R.,
Gard, J. A. und
Taylor, H. F. W.

Tricalcium Silicate Hydrate.

J. Chem. Soc. (1958) S. 1351-1355.
- (5) Brunauer, S.,
Kantro, D. L. und
Copeland, L. E.

The Stoichiometry of the Hydration of $8C_2S$ and C_3S at Roomtemperature.

J. Am. chem. Soc. 80 (1958) S. 761-765.
- (6) Kantro, D. L.,
Copeland, L. E. und
Anderson, E. R.

An X-Ray-Diffraction investigation of hydrated Portland Cement Pastes.

Proc. Am. Soc. Test. Mat. 60 (1960) S. 1020-1035.
- (7) Moorehead, D. P. und
McCartney, E. M.

Hydrothermal Formation of Calciumsilicates Hydrates.

J. Am. Ceram. Soc. 48 (1965) S. 565-569.
- (8) Petzhold, A. und
Talke, I.

Zur Differentialthermoanalyse erhärtender Portlandzemente.

Silikattechn. 11 (1960) S. 122-125.

(9) Lehmann, H. und
Dutz, H.

Die Ultrarotspektroskopie als Hilfsmittel
zur Bestimmung des Mineralbestandes und
der Mineralneubildung in Roh- und Werk-
stoffen der Steine und Erden Industrie.
Tonindustrie-Zeitung 83 (1959) S. 219 - 231

(10) Rey, M.

Etude des Liants hydrauliques par l'analyse
thermique differentielle.
Silicates ind. 22 (1957) S. 533 - 540.

(11) Kühl, H.

Zement-Chemie, Bd. III;
VEB Verlag Technik, Berlin.

(12) Taylor, H. F. W.

Hydrated Calcium Silicates, Part V
The Water Content of Calcium Silicate
Hydrate (I).
J. Chem. Soc. (1953) S. 163 - 171.

(13) Kirk-Othmer

Encyclopedia of Chemical Technology
Vol. 12 (1967) S. 425.

(14) Ulmann

Encyklopädie der technischen Chemie
Band 9 (1957) S. 247.

(15) Malhotra, H. L.

The effect of temperature on the
compressive strength of concrete.
Magazine of Concrete Research 8 (1956)
S. 23.

(16) Dougill, J. W.

An investigation into the residual
compressive strength of concrete after
exposure to high temperature.
M. Sc.-Thesis, University London, 1960.

Sonderforschungsbereich 148
- Brandverhalten von Bauteilen -

Teilprojekt B 2 (vormals E)

Titel: "Festigkeitsveränderungen von Beton bei
Feuerangriff"

Kennwort: "Festigkeitsverhalten"

Leiter: Professor Dr.-Ing. N. V. Waubke

Beteiligte Wissenschaftler:

Dipl.-Min. F. Djamous

Dipl.-Min. W. Schwick

Prof. Dr.-Ing. N. V. Waubke

Dipl.-Phys. R. Weiß

Fortschrittsbericht für den Zeitraum 1973 - 1974

Bezug: Antrag vom 28.2.1972, Seiten 81 - 88

0. Gegenstand des Teilprojektes und Ausgangssituation

N. V. W a u b k e

Im Rahmen des ersten Förderungsantrages für den SFB 148 wurde unter dem Titel "Festigkeitsveränderungen von Beton bei Feuerangriff" ein Teilprojekt E zur Förderung eingereicht, in dessen Mittelpunkt vorzugsweise das mechanische Festigkeitsverhalten von Konstruktionsbetonen bei hohen Temperaturen - wie sie im Brandfalle auftreten - stehen sollte, bei dem aber von vornherein vorgesehen war, daneben auch den Gründen für die beobachteten Festigkeitsveränderungen nachzugehen. Das Schwergewicht der vorgesehenen Untersuchungen sollte allerdings eindeutig bei den mechanisch-technologischen Untersuchungen liegen; physikochemische Untersuchungen an Betonproben waren zunächst nur als flankierende Maßnahme geplant. Insbesondere aber sollten sich die Arbeiten in diesem Teilprojekt ausschließlich mit Betonproben endlicher Abmessung befassen - also mit Ausschnitten aus größeren Betonbauteilen, von denen zu erwarten war, daß sie für das Gesamtverhalten des komplexen Baustoffs Beton wenigstens näherungsweise repräsentativ sein würden. Untersuchungen an den Einzelphasen, aus denen der Beton zusammengesetzt ist, sollten demgegenüber - dem seinerzeitigen Antrag gemäß - im Teilprojekt D des Sonderforschungsbereiches ablaufen. Gemeinsames Endziel der stoffbezogenen Teilprojekte D, E und F sollte - und soll nach wie vor - ein generelles Modell für den Zusammenhang Festigkeit/Temperatur von Konstruktionsbetonen sein.

In der ersten Phase der Durchführung des Teilprojektes E wurde eine umfangreichere Untersuchung abgeschlossen, in der der Projektleiter die verschiedenen, das Thema des Teilprojektes berührenden Arbeiten aus der Literatur resümierte und durch eigene Versuche die bestehenden Lücken füllte, so daß ein zumindest in groben Zügen zuverlässiges Bild vom phänomenologischen Zusammenhang zwischen Festigkeit und Temperatur bei portlandzementgebundenen Konstruktionsbetonen gewonnen werden konnte. Gleichzeitig wurde

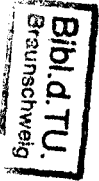
in einer weiteren, begleitenden Untersuchung durch U. Schneider eine erste, prinzipielle Klärung der wesentlichsten physikochemischen Reaktionen herbeigeführt, die für die Festigkeitsverluste verantwortlich zu machen sind. Diese beiden grundlegenden Arbeiten des Teilprojektes sind in den Heften 2 und 3 der Schriftenreihe des Sonderforschungsbereiches 148 niedergelegt.

Einerseits machten die genannten Untersuchungen deutlich, wo im Bereich der mechanisch-technologischen Untersuchungen noch entscheidende Beiträge zur weiteren Aufklärung des Ausgangsproblems geleistet werden könnten - auf der anderen Seite erwies es sich in dieser Situation nicht mehr als sinnvoll, die Zahl der vorhandenen Daten durch weitere, gleichartige Versuche laufend zu vermehren, ohne den grundlegenden Zusammenhängen durch Analyse der wirksamen Vorgänge in der Betonstruktur selbst vertieft nachzugehen. Eine sukzessive Verlagerung des Schwerpunktes vom mechanischen Experiment zur physikochemischen Analyse und - in ersten Ansätzen - zu theoretischen Modellen innerhalb des Teilprojektes war die zwangsläufige Folge. Der Fortsetzungsantrag des SFB 148 läßt dies bei der Formulierung der Absichten des unter dem gleichen Titel als Folgeprojekt des Teilprojektes E eingebrachten Teilprojektes B2 deutlich erkennen.

Aber auch die nachfolgenden Ergebnisberichte tragen dieser Verschiebung Rechnung: Zwei der vier Kapitel befassen sich noch mit dem eigentlichen mechanischen Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen, zwei befassen sich bereits mit Fragen der Strukturuntersuchung bzw. mit physikochemischen Reaktionen in den Zuschlägen als Betonbestandteil.

Während das erste dieser vier Kapitel dabei als Darstellung eines in sich weitgehend abgeschlossenen Arbeitsabschnittes zu verstehen ist, in dem die Mitarbeiter des Teilprojektes die zunächst notwendig erscheinenden, wesentlichen qualitativen Daten der Verhaltensweise von Beton bei hohen Temperaturen gewinnen konnten, berühren die übrigen drei Kapi-

tel sämtlich Themen aus der sich zunehmend stärker auf-
fächernden Tätigkeit der Mitarbeiter in der zweiten Hälfte
des Jahres 1974 und sind damit zwangsläufig nicht nur als
Tätigkeitsbericht über den Stand der Arbeiten während der
letzten Monate, sondern gleichzeitig auch als Bericht über
jene Tendenzen anzusehen, die sich in diesem Rahmen hin-
sichtlich der künftig im Teilprojekt weiter zu verfolgen-
den Ziele herausgeschält haben, das alte Teilprojekt E ab-
runden und zum Folgeprojekt B2 überleiten.



1. Die entscheidenden qualitativen Merkmale der Festigkeitsverluste von Beton bei hohen Temperaturen

N. V. Waubke

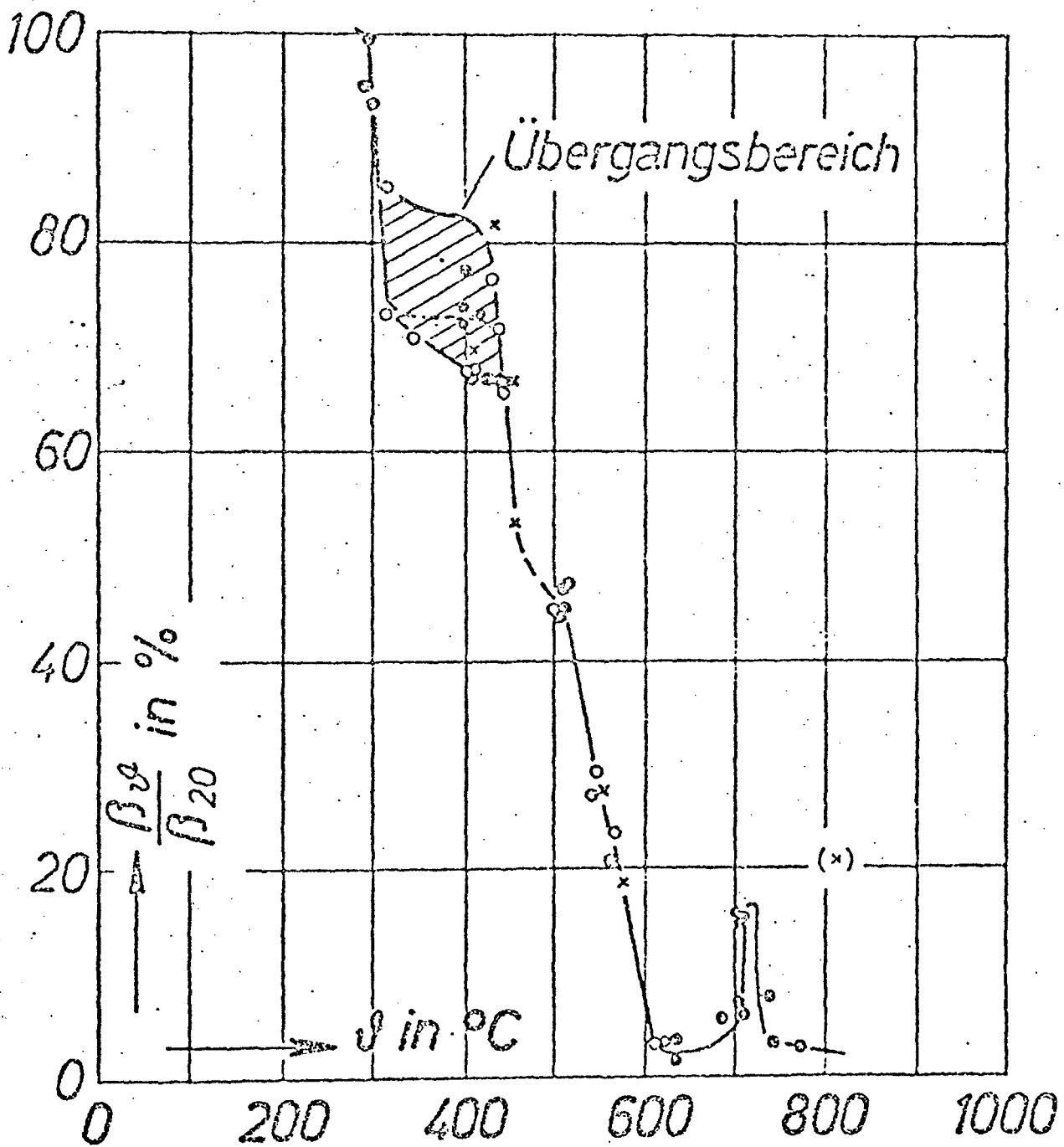
Aus zahlreichen Literaturstellen war bekannt, daß portlandzementgebundene Betone spätestens ab 300°C mit weiter zunehmender Temperatur einen mehr oder minder stetigen, doch monotonen Festigkeitsverlust erleiden. Keine eindeutige Auskunft gab die Literatur dagegen über die Frage, ob dieser Festigkeitsverlust gleitend (kontinuierlich) oder sprunghaft (diskontinuierlich in einem oder in mehreren Schritten) erfolgt, ob sich die verbliebene Festigkeit für sehr hohe Temperaturen einer asymptotischen Restfestigkeit nähert oder verschwindend klein wird und worauf die Festigkeitsverluste im Einzelnen zurückzuführen sind.

Die in den Heften 2 und 3 der Schriftenreihe des Sonderforschungsbereiches 148 niedergelegten Arbeiten von N. V. Waubke und U. Schneider haben auf diese Fragen - wenigstens qualitativ - erste Antworten gegeben: Heißdruckversuche an Betonkörpern bei unterschiedlichen Aufheiztemperaturen und parallel dazu durchgeführte thermochemische Analysen haben gezeigt, daß der Festigkeitsabfall der untersuchten Betone eindeutig in wenigen - etwa 3 bis 5 - unstetigen Schritten erfolgt, die ihrerseits für die portlandzementgebundenen Betone zu einem Gesamtfestigkeitsabfall zusammenzufassen sind, der sich im wesentlichen zwischen ca. 300°C und 600°C abspielt. Oberhalb solcher Temperaturen bleibt (zumindest zunächst bis zu Temperaturen um 900°C) eine mehr oder minder konstante Restfestigkeit zurück, die in ihrem Betrag lediglich von den Feuchteverhältnissen im Probekörper abzuhängen scheint. Diese Restfestigkeit beläuft sich dabei durchaus auf Werte von 10 % oder mehr der Ausgangsfestigkeit. Bei sämtlichen identifizierten Einzelschritten des Festigkeitsverlustes handelt es sich um die Folgen physikochemischer Abbaureaktionen in der Betonstruktur, die demzufolge mit Energieumsätzen und Stofftransport verknüpft sind und damit zwangsläufig zeitabhängig sind. Der daraus resultierende Einfluß der Aufheizgeschwindigkeit der untersuchten Beton-

proben auf die Restfestigkeit bei den jeweils gewählten Prüftemperaturen konnte experimentell und theoretisch nachgewiesen werden.

Als repräsentativ für den Zusammenhang zwischen Restfestigkeit und Prüftemperatur für portlandzementgebundene Kiesbetone konnte im Rahmen der Untersuchungen ein Verlauf identifiziert werden, wie er auf der folgenden Seite wiedergegeben ist. Im einzelnen ergab die Untersuchung der verschiedenen Stufen des Festigkeitsabfalls solcher Betone, daß es sich auf der Bindemittelseite im wesentlichen um zwei charakteristische Abbaureaktionen - nämlich die Entwässerung der Tobermoritphase und die Dehydratation des Portlandits zum CaO - handelt, welche sich bei Temperaturen unterhalb 800°C schädlich auf die mechanischen Eigenschaften auswirken; daneben existieren (je nach Herkunft und Zusammensetzung der Zuschlagphase) verschiedene Reaktionen im Zuschlagmaterial selbst oder in der Verbundfläche Zuschlag/Zementstein, die ebenfalls zu den Festigkeitsverlusten beitragen. Eine typische derartige Reaktion ist die sukzessive Entwässerung und Rekristallisation stark fehlgeordneter, wasserhaltiger Bestandteile bestimmter, auf SiO_2 -Basis aufgebauter Materialien (z. B. Flint; im Bereich höherer Temperaturen wäre in diesem Zusammenhang auch das Austreiben des CO_2 aus kalkhaltigem Gestein zu nennen).

Ungeachtet der Tatsache, daß eine weitere Verfeinerung (Diskretisierung) der Kenntnis von den Reaktionsstufen angestrebt werden muß, - hierhin gehört z. B. die bereits getroffene Feststellung, daß auch die Entwässerung der Tobermoritphase ihrerseits wiederum in mehrere, aufeinanderfolgende Einzelschritte zerfällt - und daß ähnliche Abhängigkeiten auch für weitere, im konstruktiven Ingenieurbau übliche Bindemittelarten (insbesondere Hochofenzemente) erarbeitet werden sollen, ergab sich aufgrund der hier umrissenen Feststellungen folgende Situation:



Restfestigkeiten in % der
Festigkeit bei 20 °C

Versuchsparameter : ... 2 °C / min
 ... 4 °C / min
 ... 8 °C / min

- a) Aus den geschilderten, mechanisch-technologischen Versuchen zur Festigkeit ist zunächst im qualitativen Bereich nur die Frage übrig geblieben, in welchem Umfang die beobachtete Restfestigkeit eines Betons oberhalb bestimmter Grenztemperaturen noch tatsächlich auf physikalische oder chemische Bindungszustände zurückzuführen ist oder etwa nur noch reibungsbedingte "Haufwerksfestigkeit" vorliegt;
- b) die eindeutige Zuordnung von Reaktionstemperaturen im sich zersetzenden Beton zu entsprechenden Angaben über die vermuteten, zugrunde liegenden physikochemischen Prozesse in der Literatur gestaltet sich vermutlich nicht zuletzt deswegen schwierig, weil die von diesen Zersetzungsreaktionen innerhalb des Betons betroffenen Bereiche "autoklavähnlichen" Bedingungen unterworfen sind, die ihrerseits vom allgemeinen Gas- und Feuchtigkeitshaushalt des jeweiligen Betons im allgemeinen, vom momentanen Gas- und Feuchteangebot sowie vom herrschenden Druck am Ort der Reaktion im besonderen und darüber hinaus vom Strömungswiderstand zwischen Reaktionsort und Betonoberfläche (Abstand zur Oberfläche und Betonporosität) abhängen;
- c) die Frage, welchen Beitrag zuschlagbedingte Reaktionen zum Gesamtfestigkeitsverlust des Betons im Einzelfalle leisten, kann nur beantwortet werden, wenn einerseits der Typ und der Grad der spezifischen Schädigung der Betonstruktur bekannt ist, die aus der jeweils betrachteten Reaktion resultiert, und zum anderen Menge und Verteilung des in dieser Hinsicht kritischen Zuschlags im Beton selbst bekannt sind: Dies wird für die Praxis in aller Regel nur dann möglich sein, wenn diese Mengenanteile eines interessierenden Zuschlagtyps bereits im Ausgangsmaterial, also in der Zusammensetzung des jeweils für ein Bauvorhaben ausgebeuteten Zuschlagvorkommens bekannt sind, was letztlich auf die Notwendigkeit einer petrografischen Kartierung aller bedenklichen oder verdächtigen Zuschlagstoffe hinausläuft;

- d) um bei allen Untersuchungen zum Festigkeitsverhalten von Betonen bei Bränden nicht den Praxisbezug zu verlieren, hat es sich als zwangsläufig notwendig erwiesen, Vergleiche mit tatsächlich brandbeanspruchten Bauteilen durchzuführen - was in aller Regel nur möglich ist, wenn es gelingt, an den aus solchen Bauwerken entnehmbaren Betonproben nachträglich festzustellen, welchen Maximaltemperaturen und Maximaltemperaturverteilungen diese Proben ausgesetzt waren: Die für ein derartiges Anliegen notwendige Entwicklung eines Nachweisverfahrens auf physikalischer, chemischer oder optischer Basis zur Bestimmung der Maximaltemperaturverteilung in Betonproben muß daher ein weiteres, zentrales Anliegen des Teilprojektes sein.
- e) als völlig offen bzw. ungeklärt muß die Frage angesehen werden, wie sich das "Versagen" von Beton als Werkstoff unter gleichzeitiger - im ungünstigsten Falle mehrachsiger - mechanischer und thermischer Beanspruchung abspielt: Die Kinetik des Versagensprozesses, also der zeitliche Verlauf von Rißentstehung, Rißfortpflanzung und Bruchausdehnung in erhitzten Betonen, blieb bislang unbeachtet - und ist insoweit nicht nur sachlich in enger Nachbarschaft mit dem Problem "Restfestigkeit/Haufwerksfestigkeit" zu sehen.

An dieser Stelle wurden - unter Berücksichtigung der personellen und sachlichen Möglichkeiten des Sonderforschungsbereiches 148 - jene drei Einzeluntersuchungen initiiert, über deren erste Ergebnisse die nachfolgenden Kapitel berichten.

2. Ansätze zur Kartierung temperaturempfindlicher Zuschlagstoffe für Beton im niedersächsischen Raum

F. D j a m o u s

2.1 Darstellung des Teilproblems

Die Vorhersage der prozentualen Festigkeitsverluste von Betonen bei jenen Temperaturen, bei denen mengenmäßig bekannte Teile ihres Zuschlages reaktionsfähig werden, ist das Hauptziel des Teilprojektes B2. Es hat sich dabei als sinnvoll erwiesen, die bei den notwendigen Zuschlagprobenahmen an verschiedenen Stellen Norddeutschlands abfallenden Beobachtungen über die Häufigkeit der bei erhöhten Temperaturen als gefährdet anzusehenden Zuschläge in einer "Kartierung" dieser Zuschlagstoffe niederzulegen. Über erste Ergebnisse wird im folgenden berichtet.

2.2 Petrographische Ausgangssituation

Kiese sind Anhäufungen von Mineralien und Gesteinstrümmern verschiedenster Korngrößen und Zusammensetzung. Ihre Beschaffenheit hängt von der Natur des Ausgangsgesteins, der Art und Stärke der Verwitterungs- und der Umlagerungsverhältnisse ab. Die Natur des Ausgangsgesteins bedingt ihre mineralogische Zusammensetzung. Je stärker und länger die Verwitterung einwirkt, um so mehr bleiben als Endergebnis derselben nur die widerstandsfähigsten Mineralien und Gesteine zurück.

Die als Betonzuschlagstoffe ausgebeuteten Sande und Kiese des norddeutschen Flachlandes gehören in der Mehrzahl den tertiären, diluvialen und alluvialen Bildungen an. Bei der Art der Entstehung der Sande und Kiese ist es erklärlich, daß sie in ihrer Zusammensetzung und Ausdehnung sehr großen Schwankungen unterworfen sind: Innerhalb der Geschiebemergel liegen regellos verstreut zahlreiche kleine und große Geschiebe der verschiedensten Gesteine, die der Gletscher auf seinem Weg hierher aufnahm (Granite aus Schweden und Finnland, rote Porphyre vom Grund der Ostsee, Kreide von den dänischen Inseln u.s.w.). Auch nordische Kiese und Sande treten - meist in enger Verbindung mit dem Geschiebemergel - auf. Ebenfalls vorhandene Vorkommen südlicher Schotter und

Kiese sind besonders durch die Führung zahlreicher blauschwarzer Kieselschiefer gekennzeichnet. Daneben sind Grauwacken und stellenweise reichlich Geröll charakteristisch. Die zu den "nordischen" Materialien zu rechnenden Gesteine - besonders Feuerstein, aber auch Granit, Porphyr u. dgl. - fehlen dabei eigentlich nirgends; sie sind stellenweise sogar stark angereichert.

Im niedersächsischen Teilgebiet südlich von Hannover, dem im Rahmen der ersten Erhebungen ein besonderes Augenmerk geschenkt wurde, treten vorzugsweise Leineterassenschotter, Jurakalkschutt und Buntsandsteinschutt, nordischer Schutt und Sande, Geschiebemergel sowie Schotter und Lößlehme auf.

2.3 Petrographische Erhebungen an 13 Gruben

Es wurden aus bereits in Betrieb stehenden Kiesgruben Proben entnommen und auf ihre Zusammensetzung hin petrographisch analysiert. Dazu wurden die entnommenen Proben gewaschen, getrocknet und anschließend in vier Fraktionen ausgesiebt:

Fraktion 1:	0 - 2 mm
"	2: 2 - 4 mm
"	3: 4 - 8 mm
"	4: > 8 mm

Diese Kornfraktionen wurden, für jede Fundstelle einzeln, quantitativ petrographisch analysiert. Die vorläufigen Ergebnisse dieser ersten Untersuchungen zeigt Tabelle 1:

Da nach bisherigen Erfahrungen die Gesteinsarten

Flint, Sandstein, Kalkstein

unter den hier vorgefundenen die empfindlichsten gegen hohe Temperaturen zu sein schienen, wurden die untersuchten Gruben nochmals - diesmal nach ihrem Gehalt an diesen drei Gesteinsarten - aufgeschlüsselt. Das Ergebnis ist in Abb. 1 graphisch dargestellt.

Tabelle 1: Petrographische Zusammensetzung der Proben aus Kiesgruben im Raum Braunschweig, Celle, Hannover
(Angaben in Gew. %)

	Wende- burg	Kol- dingen	Vienen- burg	Kl.Ilsede	Isinge- rode	Ruthe	Lengde	Born- hausen	Oker	Eick- lingen	N.Stem- men	Riechen- berg	Rösdorf
Flint	30,5	-	-	19,3	+	1,3	-	-	-	18,0	+	-	-
Sandstein	10,9	16,7	32,9	6,7	60,9	19,3	41,3	25,9	30,0	15,3	10,8	17,3	7,1
Kalkstein	-	46,4	-	-	-	47,5	-	31,8	-	-	52,4	-	81,4
Grauwacke	-	5,7	11,6	-	4,0	3,2	5,7	8,9	3,0	-	4,6	2,1	-
K.Schiefer	19,8	16,7	3,6	4,5	5,8	10,2	5,3	6,2	4,7	6,5	9,0	3,4	-
T.Schiefer	1,5	3,4	26,7	+	9,4	7,0	18,2	20,1	54,1	+	+	68,0	-
Granit	25,9	-	-	32,1	9,0	2,4	8,2	+	5,9	28,2	+	4,7	-
Diabas	-	-	7,7	-	-	-	11,5	-	-	-	-	-	-
Quarzit	-	-	5,8	-	4,5	-	3,1	-	-	-	-	+	-
Quarz u. Fdsp.	8,7	-	-	30,3	-	1,2	-	-	-	19,1	-	+	+
vd.	2,7	11,1	11,7	7,1	6,4	7,9	6,7	7,1	2,3	12,9	23,2	4,5	11,5

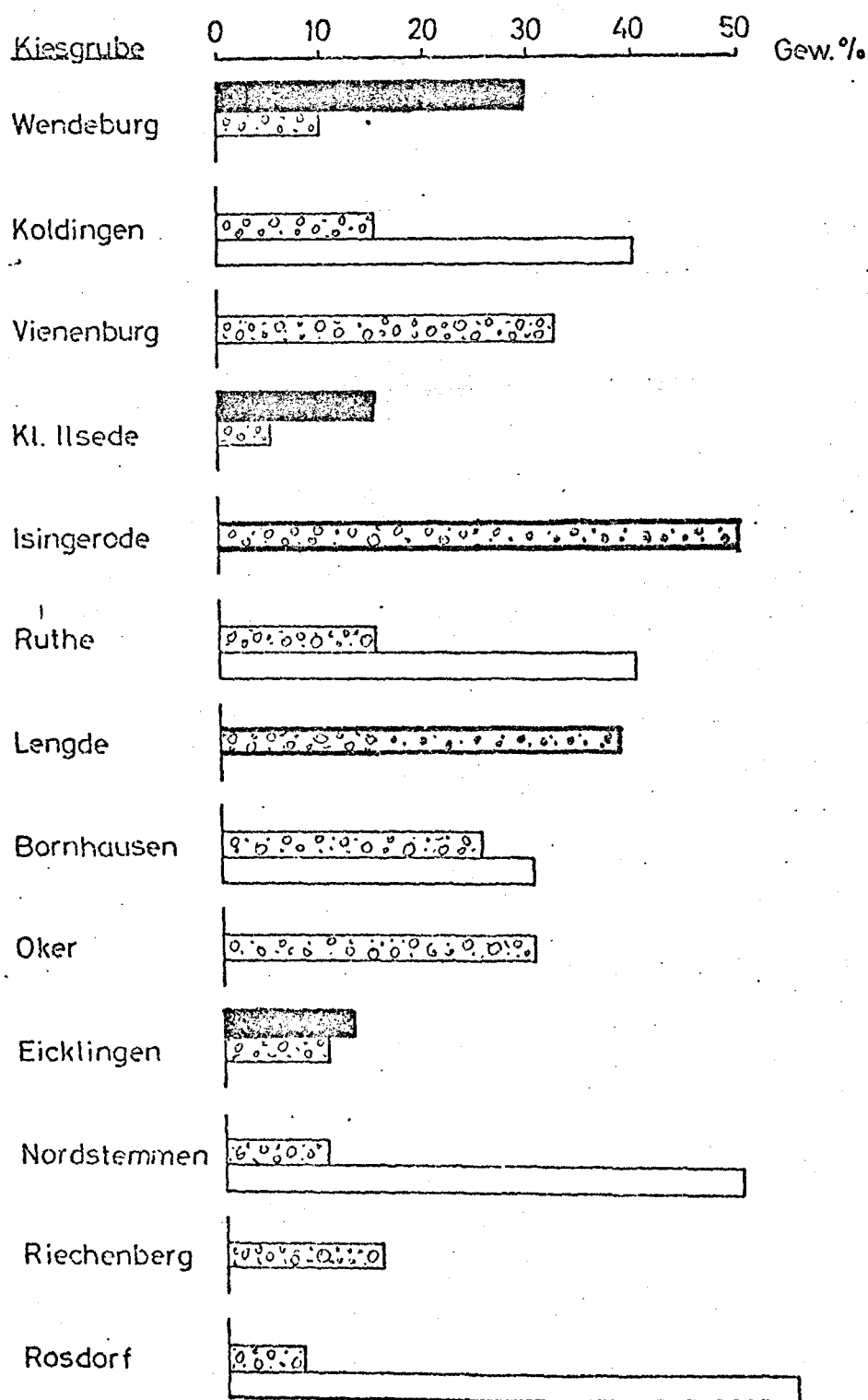

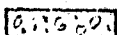



Abb. 1: Petrographische Zusammensetzung von Kiesgruben im Raum Braunschweig, Celle, Hannover

 Flint
  Sandstein
  Kalkstein

Im Laufe der weiteren Untersuchungen sollen zunächst Kiesgruben in den Räumen um Hildesheim, Salzgitter und Northeim sowie weitere Kiesgruben im Raume Braunschweig, Celle und Hannover hinzugenommen werden. Die gewählte Form der Auswertung soll zunächst beibehalten werden, wobei die spezielle Aufschlüsselung nach temperaturempfindlichen Bestandteilen - im Sinne dieses SFB - durch Hinzunahme weiterer, als gefährdet erkannte Gesteine verfeinert werden soll.

Die gewonnenen Erkenntnisse über die einzelnen Zuschlagstoffe sollen - in einem fortgeschrittenen Stadium der Untersuchung - eine Darstellung als Karte mit Zonen geeigneter und schädlicher Zuschlagstoffe ermöglichen.

2.4 Ermittlung temperaturempfindlicher Gesteinsarten

Als Beispiel dafür, wie das "Erkennen" temperaturgefährdeter Gesteinsarten innerhalb des Projektes betrieben wird, soll die Untersuchung des, aufgrund der vorliegenden Literatur bereits verdächtigen und deshalb als erstes Gestein näher beobachteten Flints dienen:

Als Zuschlag für Betonbauwerke in Norddeutschland wird auch Kiesmaterial verwendet, das einen gewissen Anteil Feuerstein enthält. Diese Komponente wird jedoch im Schrifttum seit einiger Zeit für Schäden verantwortlich gemacht - insbesondere auch für Schäden an Betonbauwerken unter Feuerangriff. So lag es nahe, dem tatsächlichen Verhalten dieses Gesteins im Beton bei Einwirkung hoher Temperaturen detailliert nachzugehen: Um zunächst einmal die Gefügeveränderung an dem flinthaltigen Beton bei verschiedenen Temperaturen festzuhalten, wurden drei Betone mit gleichem Wasserzementverhältnis, jedoch sonst verschiedenen Mischungen, hergestellt (s. Tabelle 2). Bei allen drei Mischungen fand Feuerstein aus dem Raum Celle (Altensalzkoth) als Zuschlag Verwendung. Um die unterschiedlichen Einflußfaktoren auf das Betonzuschlagmaterial zu beobachten, wurden bestimmte Korn-

größenverteilungen gewählt (Tabelle 2). Diese "monomineralischen" Betonproben wurden in zylindrischen Formen von 50 mm Durchmesser und 100 mm Höhe hergestellt.

Tabelle 2: Betontechnologische Daten der verwendeten Mischungen

Betonkennwerte		Beton-Mischungen		
Benennung	Dim.	I	II	III
Zementgehalt PZ 350 F	g	75	75	75
Wassergehalt	g	41	41	41
Sand	g	95	237,5	237,5
Flint	g	380	237,5	237,5
Korngruppenanteil				
0,0 - 2,0 mm	Gew. %	20	50	50
2,0 - 4,0 mm	Gew. %	40	10	40
4,0 - 8,0 mm	Gew. %	40	40	10

Die Betonproben wurden einen Tag nach dem Betonieren ausgeschalt und zunächst 7 Tage unter Wasser gelagert, danach wurden sie im Klimaraum bei 20°C und 65 % relativer Feuchtigkeit gehalten.

Aus den drei verschiedenen Mischungen wurden folgende Proben angefertigt:

Probe 1.1	Mischung I
Probe 1.1.x	Mischung I
Probe 1.5.	Mischung II
Probe 1.5.x	Mischung II
Probe 1.7.	Mischung III
Probe 1.7.x	Mischung III

Die Proben der Serien I, II und III zeichneten sich - wie nach dem Ausschalen bereits mit dem bloßen Auge feststellbar war - durch deutlich verschiedene Porositäten (also auch Dampfdurchlässigkeit) aus.

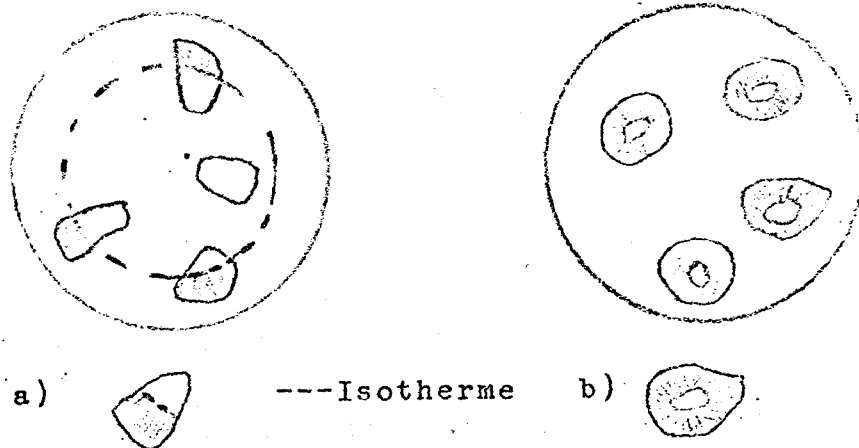
Am 28. Tag wurden zunächst nur die Proben 1.1x, 1.5.x und 1.7.x m mit einer Aufheizgeschwindigkeit von 5°C/min in einer Thermowaage auf die gewünschte Versuchstemperatur von 620°C gebracht. Die Aufheizgeschwindigkeiten wurden so niedrig gewählt, damit der Einfluß des Temperaturgradienten über die 100 mm hohen zylindrischen Proben (50 mm Durchmesser) vernachlässigbar blieb. Nach dem Erhitzen wurden die Proben wieder abgekühlt; aus den erkalteten Proben wurden jeweils einige Anschliffe und Dünnschliffe entnommen.

2.5 Mikroskopische Untersuchungen an "monomineralischen Betonen"

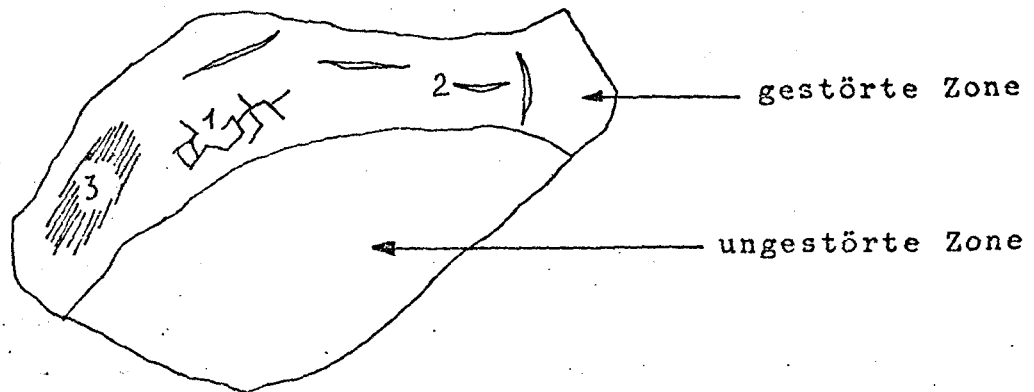
Die Untersuchung dieser Schliffe nach dem Augenschein und unter dem Mikroskop ergab, daß das Gefüge der monomineralischen Betonproben offenbar durch viele Faktoren zerstört wurde, so durch Dissoziationsdruck, Volumenänderung bei Phasenänderung und Druckspannungen infolge Phasenänderung. Bei der gewählten Temperatur ist auch eine Verfärbung der einzelnen Flintkörper zu beobachten. Diese Verfärbung der Flinte wird durch Temperatureinflüsse auf Einlagerungen im Flint verursacht. Mit steigender Temperatur wächst die Zone der Verfärbung (Ausbleichung) tiefer in das einzelne Korn hinein. Dieser Vorgang ist zunächst rätselhaft: Mikroskopisch erkennbare Veränderungen der Flintstruktur stehen normalerweise in eindeutigen Zusammenhang mit bestimmten Stabilitätsbereichen (Temperaturen). Beispiel: Die Dissoziation von Calcit ($\text{CaCO}_3 \rightleftharpoons \text{CaO} + \text{CO}_2$) findet bei 800°C statt, ein unterhalb 800°C als Calcit vorliegendes Zuschlagkorn ist bei 900°C vollkommen zu $\text{CaO} + \text{CO}_2$ zerfallen.

Zonenzerfallprozesse sind nur bei starken Temperaturgradienten denkbar oder bei starker Änderung der Zusammensetzung oder des Druckes der Gasphase (Gibbs Phasenregel). Wegen der geometrischen Abmessungen der relativ kleinen Flintkörner in den Betonproben kann ein Temperaturgradient

jedoch nicht angenommen werden. Überdies ist die äußere Erscheinungsform der Flintverfärbung auch anders, als dies als Folge eines Temperaturgradienten zu erwarten wäre:



- a) Erwartet bei Temperaturgradient
b) beobachtete Erscheinung



Die tatsächlich beobachtete Ausbleichung des Flints läßt bei genauerer Betrachtung 3 - wahrscheinlich von einander unabhängige - Teilerscheinungen sichtbar werden (s. Skizze und Abb. 2 - 5):

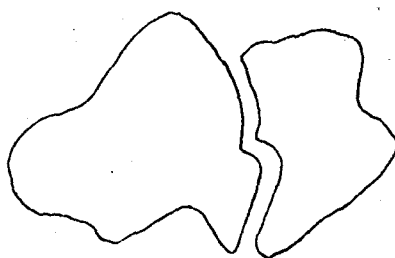
1. Netzzrisse, durch Schrumpfung entstanden, nur vereinzelt und lokal feststellbar.
2. "Risse", vorwiegend parallel bis diagonal zur Korngrenze; diese "Risse" hellen bei X Nicol auf, d. h., es handelt sich um mit Quarz ausgefüllte Kanäle - sog. Kristallisationsbahnen, wie sie beim Feuerstein häufig zu beobachten sind.

3. Allgemeine Dunkelfärbung ohne erkennbare Risse (im Auflicht als Hellfärbung zu erkennen).

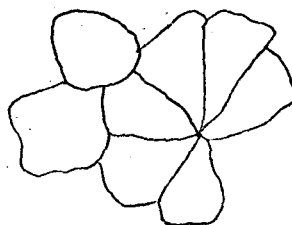
Da Aufhellung im Auflicht eine Steigerung des Reflexionsgrades, Dunkelfärbung im Durchlicht entweder

1. eine Steigerung des Absorptionsgrades oder
2. eine Steigerung des Reflexionsgrades an Zwischengrenzflächen

signalisieren, läßt sich folgern, daß im vorliegenden Fall Grenzflächen entstehen, wenn das mikrokristalline Gefüge des Flints aufreißt:



erhitzt



unerhitzt

Als offenbar entscheidend stellte sich im Zuge der Beobachtungen die Frage heraus, warum die an dritter Stelle beschriebene, allgemeine Veränderung der optischen Eigenschaften konzentrisch und - mit wachsender Temperatur - zum Zuschlagkern hin anwachsend auftritt. Als mögliche Deutung bot sich ein von Micheelsen vorgeschlagener, bei 150°C - 650°C wirksamer Mechanismus an, der im wesentlichen in der Aufspaltung von SiOH -Gruppen und in der gleichzeitigen Oxidation von Kohlenstoffteilchen mit einem Bruttogewichtsverlust von ca. 1 % bestehen soll: Diese SiOH -Zersetzung ist naturgemäß vom Wasserdampfpartialdruck über der Zuschlagphase abhängig, was wiederum möglicherweise die Ursache für das beobachtete

Verhalten sein kann. Es scheint sich nämlich in den Kapillaren der äußeren Flintbereiche ein gewisser H_2O -Dampfdruck aufzubauen, der durch Gleichgewichtsverschiebung eine weitere Zersetzung im Inneren des Flints verhindert. Dieser zeitabhängige Dampfdruck würde durch den Strömungswiderstand in den Kapillarporen einerseits und die herrschende Temperatur andererseits bestimmen.

2.6 Ausblick

Ob es tatsächlich zur Ausbildung dieser angenommenen "hydrothermalen" Bedingungen kommt, ist jedoch in weiteren Versuchen erst nachzuweisen. Z. B. muß geklärt werden, ob nicht evtl. lediglich ein Einfluß der Erhitzungsdauer für die konzentrische Zersetzung verantwortlich ist. Zur Klärung dieser Fragen sollen verschiedene Proben in Zukunft bei gleicher Temperatur über verschiedenen Zeiträumen erhitzt werden. Man kann dann erkennen, ob die "Reaktionswärme" in den Flinten bei allen Proben, trotz unterschiedlicher Erhitzungsdauer, gleich groß ist, was als Beweis für das o. g. Modell anzusehen wäre. In diesem Falle ließe sich die zeitliche Verteilung der Reaktionswärme des Flintes z. B. als weiterer Indikator zur nachträglichen Bestimmung der im Brandfall erreichten Temperaturen verwenden.

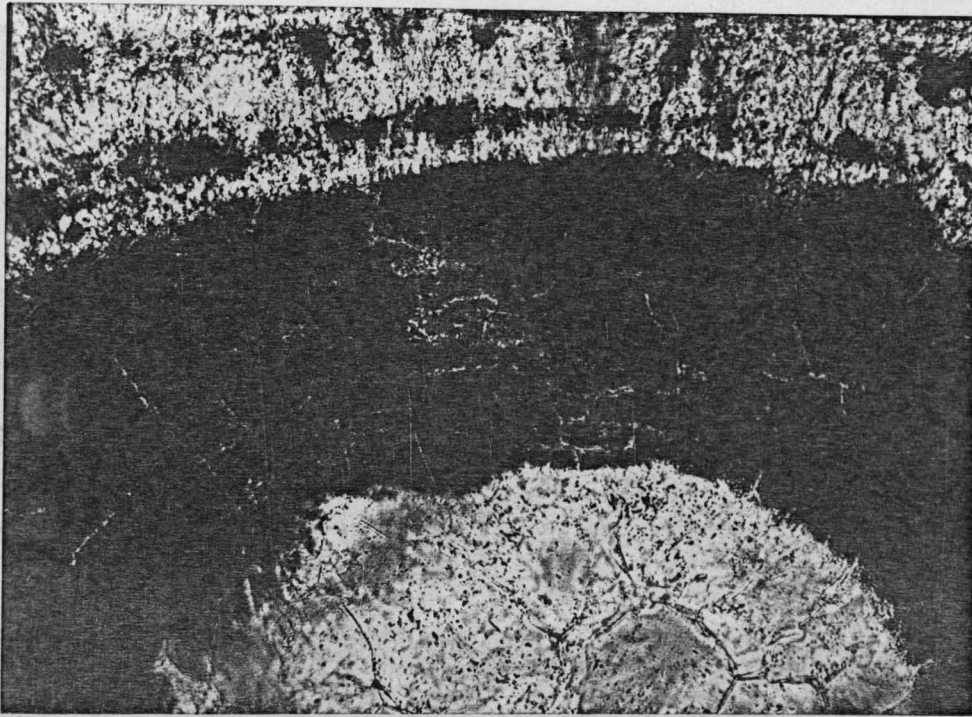


Abb. 2: Netzrisse im erhitzten Flint
(Durchlicht, 160 x)

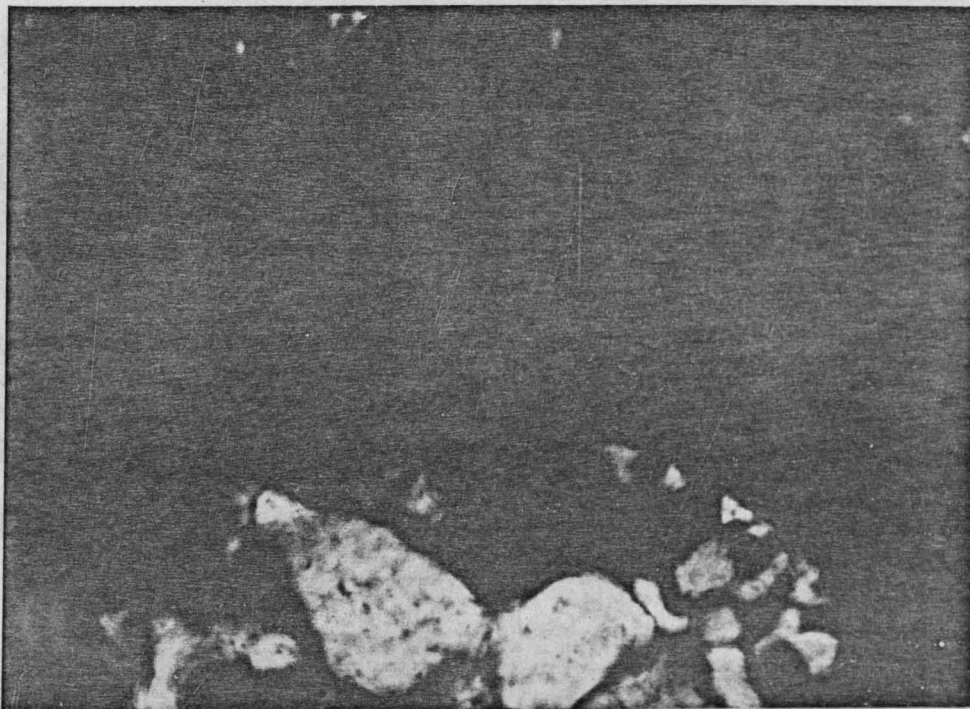


Abb. 3: Netzrisse im erhitzten Flint
(X Nicol, 160 x)

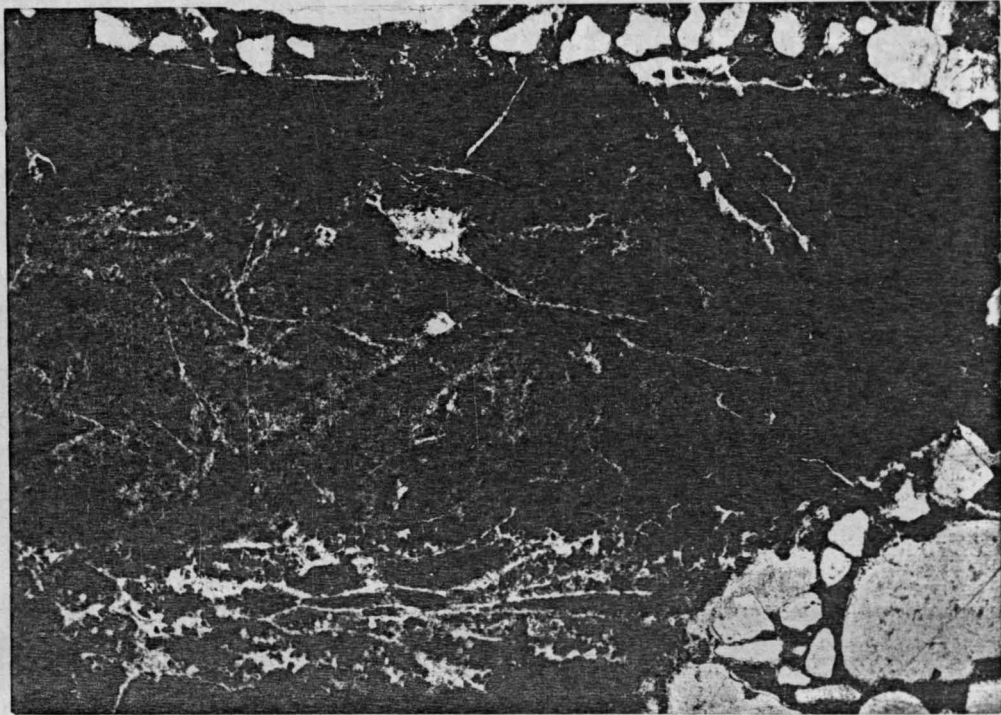


Abb. 4: "Risse", vorwiegend parallel bis diagonal zur Korngrenze, im erhitzten Flint (Durchlicht, 30 x)

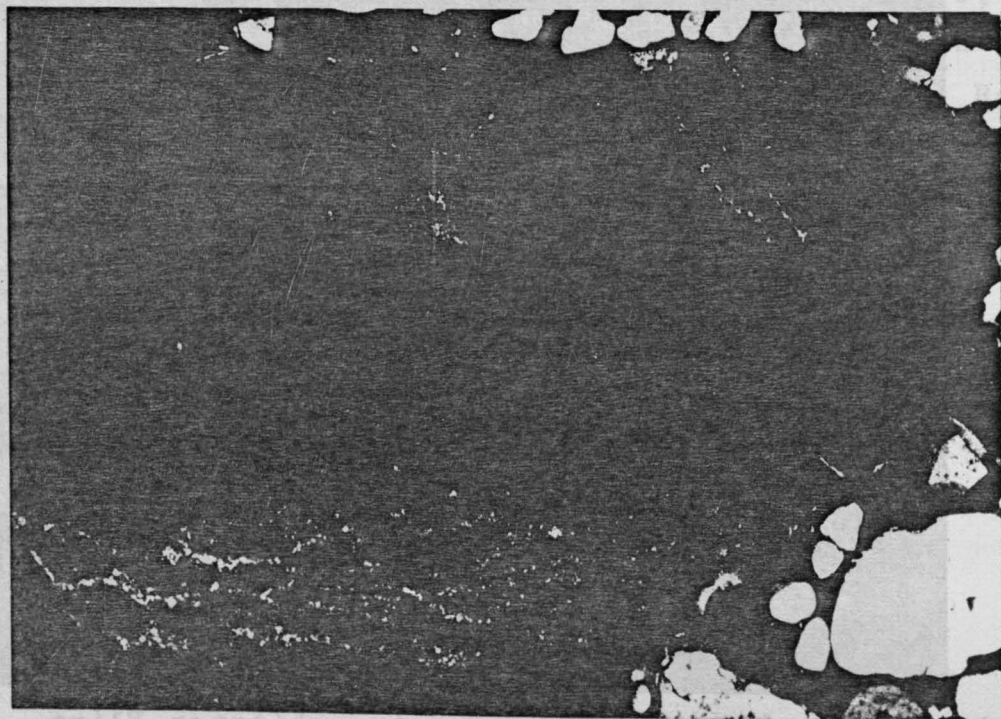


Abb. 5: "Risse", vorwiegend parallel bis diagonal zur Korngrenze, im erhitzten Flint (X Nicol, 30 x)

3. Die nachträgliche Ermittlung der Maximaltemperatur-Verteilung in Beton nach einer Brandbelastung mit Hilfe der röntgenographischen Phasenanalyse

W. S c h w i c k

3.1 Einleitung

Bei natürlichen Gesteinen ist es möglich, aus den paragenetischen Beziehungen des Mineralbestandes den Druck und die Temperatur zum Zeitpunkt der Gesteinsentstehung oder einer nachträglichen Umwandlung (Metamorphose) abzulesen. Die thermodynamischen Zustandsgebiete von Mineralien und bestimmten Mineralvergesellschaftungen (Paragenesen) konnten durch experimentelle Arbeiten recht präzise eingengt bzw. definiert werden. So läßt sich z. B. nach Arbeiten von HARKER und TUTTLE (1955) feststellen, daß das gleichzeitige Auftreten von Wollastonit, CaSiO_3 und Quarz (SiO_2), Rückschlüsse auf eine Mindesttemperatur von 450°C bei einem Gasdruck von 1 bar zuläßt. Ebenso zeigt das Fehlen von Wollastonit neben Quarz und Calcit an, daß eine Temperatur von 450°C nicht erreicht wurde. Voraussetzung für diese Rückschlüsse ist, daß das Mengenverhältnis von SiO_2 : CaO dem Zustandsgebiet des Wollastonits entspricht, siehe Abb. 1.

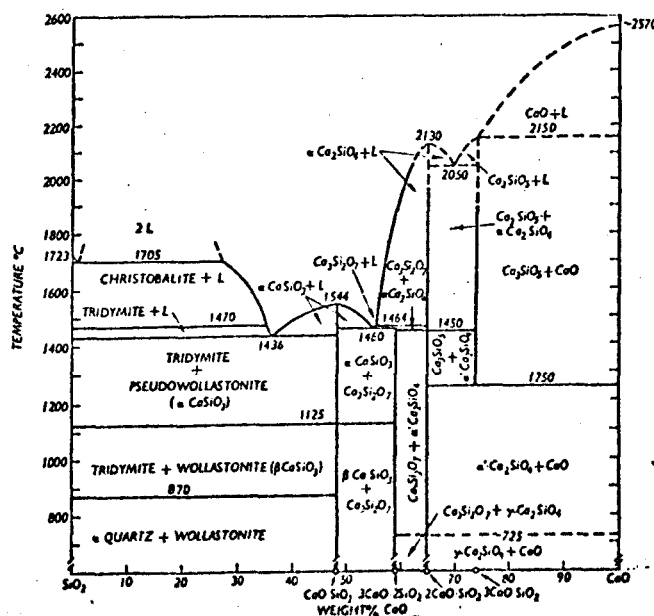


Abb. 1: System SiO_2 - CaO (nach SHEPHERD und RANKIN aus LEA, M., The Chemistry of Cement, 1970, S. 46)

Neben paragenetischen Beziehungen eignen sich ebenfalls strukturelle Eigenschaften der Minerale zur Bestimmung der "Temperaturgeschichte" von Gesteinen. So ist z. B. der statistische Si-Al-Ordnungszustand in Alkalifeldspäten abhängig von der Entstehungstemperatur. MACKENZIE (1952) bestimmte den Zusammenhang zwischen Lage und Grad der Aufspaltung der (111)- und ($1\bar{1}1$)-Peaks von synthetischen Alkalifeldspäten und der Temperatur (siehe Abb. und 3). Die Lage der (011)- und (101)-Peaks von Kryolit diente als Referenzmarke.

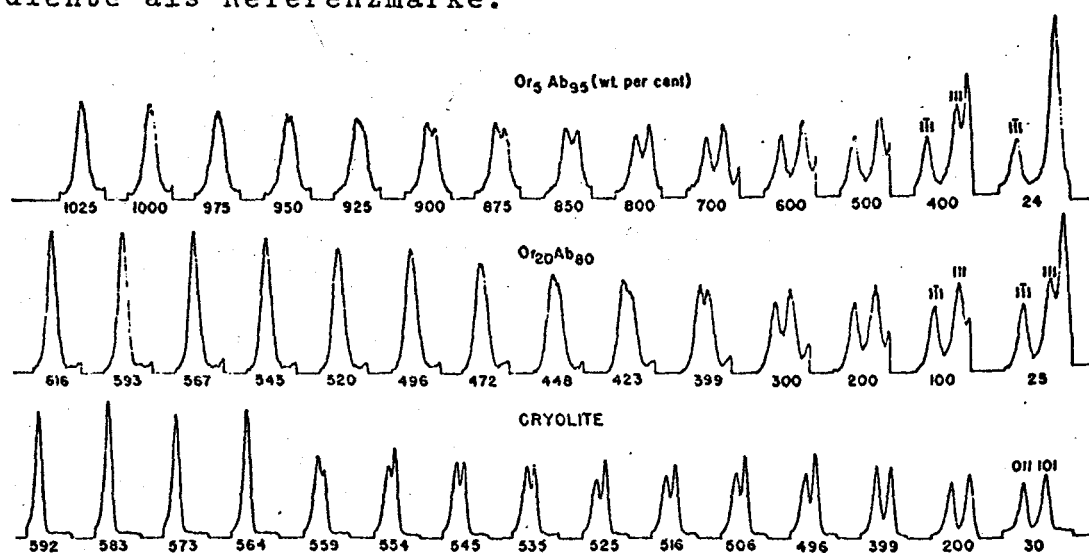


Abb. 2: Lage der (111)- und ($1\bar{1}1$)-Peaks in Abhängigkeit von der Temperatur, nach MACKENZIE (1952) aus EITEL (1965) S. 70

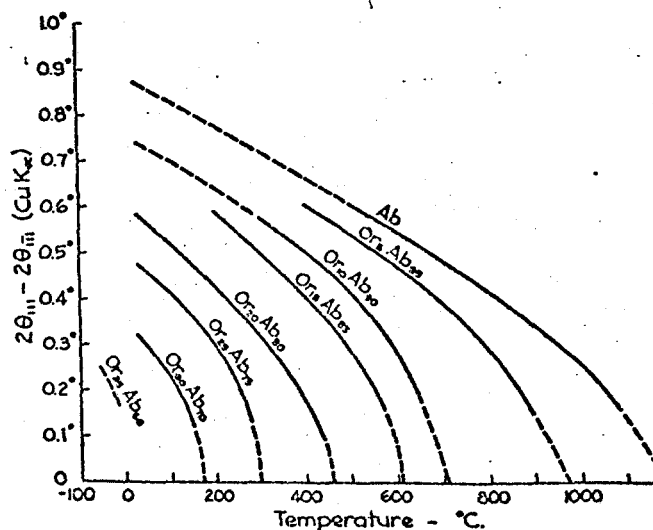


Abb. 3: Differenzen von $2\theta_{111}$ und $2\theta_{1\bar{1}1}$ von Alkalifeldspäten verschiedener Zusammensetzung nach MECKENZIE (1952)

Da ein Beton sowohl aus natürlichen Gesteinen wie auch aus künstlich hergestellten Silikaten aufgebaut ist, müßte es nach dem bisher Gesagten möglich sein, mit ähnlichen Methoden wie in der experimentellen Petrologie die Temperaturverteilung in einem Beton nach einem Brandfall nachträglich zu ermitteln. Zwischen der natürlichen Matamorphose der Gesteine und der Brandbelastung eines Betons bestehen jedoch einige wesentliche Unterschiede, die die Aussage derartiger Untersuchungen deutlich einschränken können.

Silikatische Systeme zeigen in der Mehrzahl außerordentlich langsame Reaktionszeiten bis zum Erreichen eines thermodynamischen Gleichgewichtszustandes. Dieser muß jedoch erreicht sein, wenn man eindeutige Aussagen über den Temperaturverlauf mittels o. g. Methoden erhalten will. In geologischen Zeiträumen während der Entstehung oder der Metamorphose der Gesteine spielt diese träge Reaktionsbereitschaft keine Rolle. Selbst in Laboruntersuchungen lassen sich Reaktionsgleichgewichte in Zeiträumen von Wochen oder Tagen erzielen. Bei natürlichen Bränden ist hingegen mit Zeiten von wenigen Stunden zu rechnen. Es muß, zumindest für wasserfreie Silikate, bezweifelt werden, ob in diesen kurzen Zeiten thermodynamische Gleichgewichte erreicht werden. Deshalb wurde im folgenden versucht, bestimmte Temperaturgrenzen im Beton - zunächst an wasserhaltigen silikatischen Phasen und an nichtsilikatischen, vorwiegend carbonatischen, oxidischen- und sulfatischen Phasen - zu ermitteln. Dabei konnte z. T. auf Betonproben zurückgegriffen werden, die in anderen Arbeitsbereichen des SFB 148 unter anderen Gesichtspunkten definierten Temperaturen ausgesetzt worden sind (WAUBKE, N. V. (1973) und SCHNEIDER, U. (1974)).

3.2 Methodische Voraussetzungen

3.2.1 Röntgenographie

Von entscheidender Bedeutung für die Bestimmung des Temperaturverlaufes in einem Beton ist das sichere Erkennen der den Beton aufbauenden Phasen und deren struktureller

Eigenarten. Kristalline Phasen sind weitestgehend durch ihre kristallographische Struktur - neben ihrem Chemismus - definiert. Als geeignetste Mittel zur diagnostischen Bestimmung kristalliner Phasen über die Ausnutzung ihrer kristallographischen Strukturen bietet sich die Röntgenbeugung an. Da der Abstand der Netzebenen kristalliner Strukturen in der gleichen Größenordnung wie die Wellenlängen der Röntgenstrahlen ist, lassen sich damit Beugungserscheinungen erzeugen. Mit Hilfe der Intensitäten und der Winkel gebeugter Röntgenstrahlen erhält man für die jeweiligen Strukturen charakteristische Diagramme in der Art von "Fingerabdrücken".

Diese Beugungserscheinungen entsprechen den Bedingungen

$$2d \cdot \sin \vartheta = n \lambda$$

wobei d der Netzebenenabstand,

ϑ der Beugungswinkel,

λ die Wellenlänge der verwendeten Röntgenstrahlung
(meist 1,405 Å für $\text{Cu}_{K\alpha}$ -Strahlung)

sind.

Diese Röntgenbeugungsmethode wird im folgenden bevorzugt angewendet.

3.2.2 Differentialthermoanalyse und Thermogravimetrie

Polymorphe Phasenumwandlungen (verschiedene kristallographische Strukturen bei gleichem Chemismus, z. B. CaCO_3 als Aragonit, Calcit und Vaterit) sind jeweils mit einer Änderung des Energieinhaltes verbunden. Phasenumwandlungen während einer Aufheizperiode werden so durch exotherme oder endotherme Reaktionen bei ganz bestimmten Temperaturen sichtbar. Diese Wärmereaktionen lassen sich ebenfalls phasenanalytisch nutzbar machen (DTA). Zersetzungsreaktionen sind meist mit einem Gewichtsverlust bei typischen Temperaturen verbunden. Mit der diese Erscheinung

ausnutzenden Thermogravimetrie (TG) sind ebenfalls phasendiagnostische Aussagen verbunden. Diese beiden Methoden sind zwar nur beschränkt, dann aber mit außerordentlich gutem Erfolg verwendbar.

3.2.3 Polarisationsmikroskopie

Als klassische Methode der Phasenanalyse gilt die Polarisationsmikroskopie. Hier werden die optischen Kenn-
daten (Berechnungsindex, Doppelbrechung, optischer
Achsenwinkel und Lage der optischen Achsen zu kristallographischen Richtungen im Kristall), aber auch einfache
morphologische Erscheinungen, wie Farbe und Spaltwinkel,
diagnostisch genutzt.

3.3 Temperaturindikatorsysteme im Beton

3.3.1 Wasserhaltige Silikate

3.3.1.1 Feuerstein

Schon WAUBKE (1973) hat festgestellt, daß Feuerstein im Betonzuschlag deutliche morphologische und strukturelle Veränderungen während einer Temperaturbeanspruchung erfährt. Die Hoffnung, diese Beobachtungen für eine Temperaturbestimmung im Beton nutzbar machen zu können, sind nach den bisherigen Untersuchungen etwas gedämpft worden. Feuerstein besteht aus einem mikrokristallin verfilzten Gemenge von Tiefquarz, stark fehlgeordnetem α -Cristobalit und geringen Anteilen von Wasser, welches z. T. in Form von SiOH-Gruppen gebunden ist. Dabei sind sehr starke Schwankungen im Verhältnis Quarz : Cristobalit möglich, wie aus Abb. 4 und Abb. 5 zu ersehen ist.

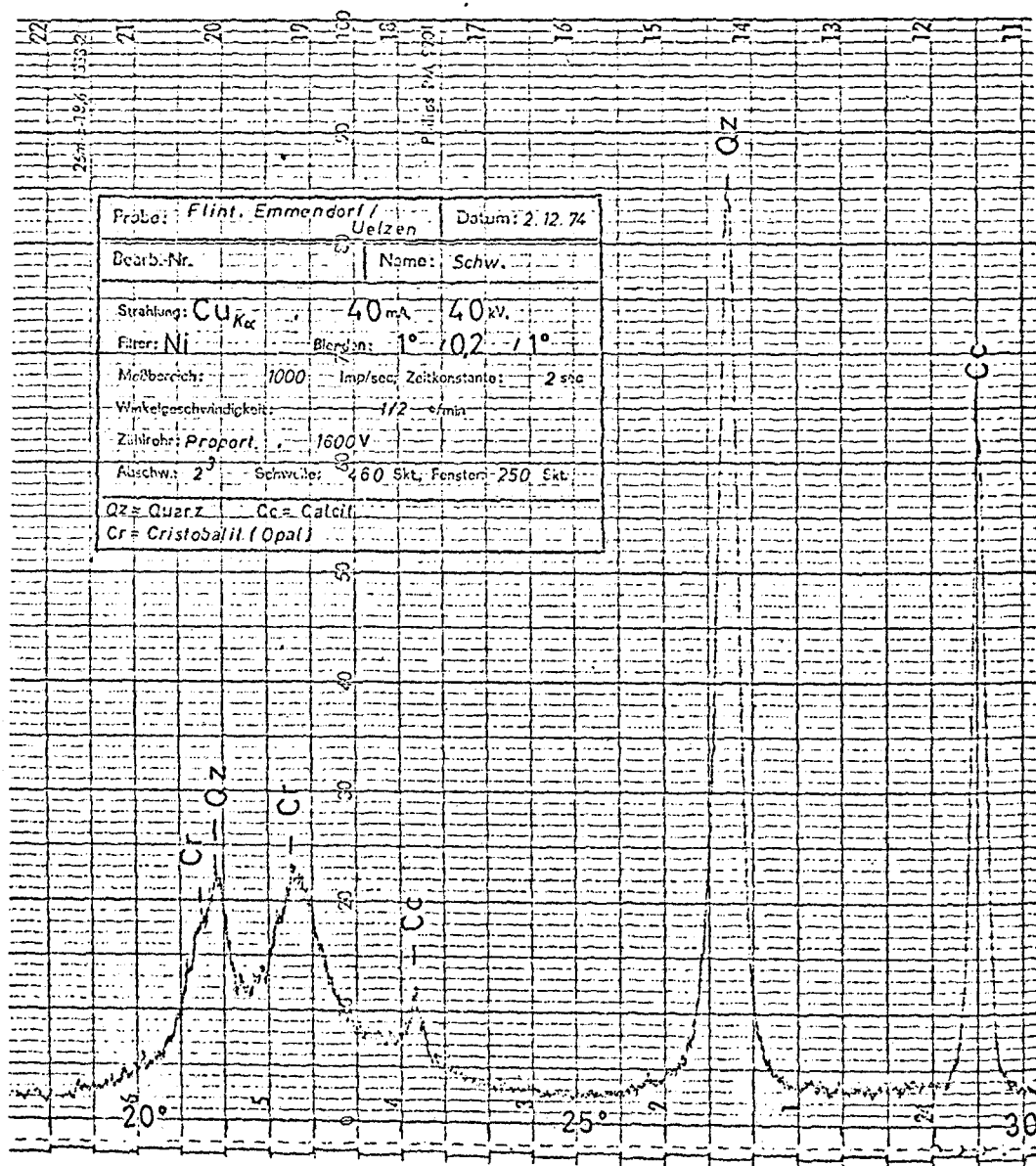


Abb. 4: Röntgenbeugungsdiagramm eines Feuersteins aus quartären Sanden der Lüneburger Heide (Emmendorf b. Uelzen), hoher Anteil an α -Cristobalit

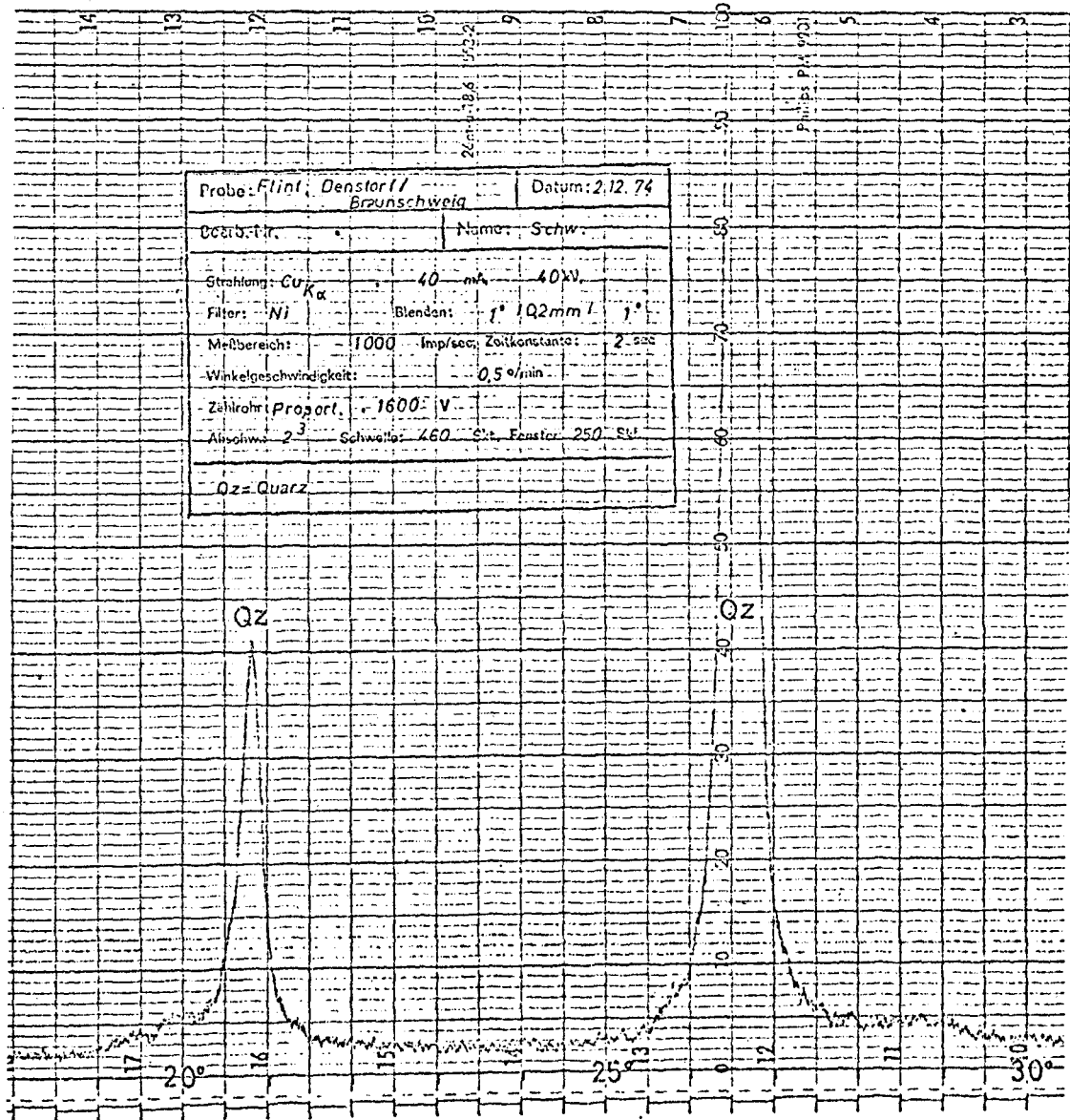


Abb. 5: Röntgenbeugungsdiagramm eines Feuersteins aus einer Grube bei Braunschweig mit hohem Quarzanteil.

Aufgrund der starken Schwankungen im primären Verhältnis Quarz : Cristobalit bei verschiedenen Gesteinsproben muß die röntgengraphische Temperaturbestimmung beim Feuerstein als unsicher betrachtet werden.

Nach FLÖRKE (1956) zeigen zahlreiche Cristobalit- und Tridymitmodifikationen im Bereich zwischen 160 °C und 280 °C eine starke, dilatometrisch erfaßbare Expansion. Es ist denkbar, daß diese Expansion durch den unterschiedlich hohen mikrokristallinen Quarzanteil verzögert (zu höheren Temperaturen hin verschoben) wird und so für die optisch sichtbaren Veränderungen an Feuersteinen verantwortlich ist. Hierüber wird noch an anderer Stelle berichtet; entsprechende Untersuchungen laufen zur Zeit noch.

3.3.1.2 Die "Tobermoritphase"

Die entscheidend zur Festigkeit des Zementsteins beitragende Phase ist die CSH-Phase, aus "Tobermorit" genannt. Als nichtstöchiometrische, amorphe Gelphase scheidet das CSH für die Röntgendiagnostik aus. Jedoch vermag die bei höheren Temperaturen stattfindende Dehydratisierung und Neubildung von Klinkermineralen Hinweise auf bestimmte Temperaturen zu liefern. So konnte mit dem erstmaligen Auftreten von β - C_2S die untere Temperaturgrenze von 710°C ermittelt werden. Als Nachweis dienten die Röntgeninterferenzen bei $2\theta = 31,1^\circ, 32,1^\circ, 32,6^\circ$ und $44,5^\circ$. Dies ist jedoch nur für aushydratisierte Betone zulässig: Bei "jungen" Betonen würde ein derartiger Nachweis durch das ursprünglich im Beton enthaltene β - C_2S verfälscht.

3.2 Carbonatische Phasen

Aufgrund der relativ hohen Reaktionsgeschwindigkeiten bei der Dissoziation erscheinen die Carbonate geeignet, eine Aussage über den Temperaturverlauf im Beton zu gewährleisten. Jedoch zeigt sich, daß die am häufigsten vorkommenden Carbonate sich erst bei sehr hohen, hinsichtlich der Betonrestfestigkeit meist weniger interessanten Tempe-

raturen zersetzen, während die Carbonate mit niedrigen Zersetzungstemperaturen in den im Niedersächsischen Raum ausgebeuteten Betonzuschlafstoffen nur selten zu finden ist. In folgender Tabelle 1 sind die wesentlichsten Carbonate mit den jeweils drei stärksten Röntgenpeaks, der Zersetzungstemperatur und den Zersetzungsprodukten aufgeführt.

Tabelle 1: Zersetzungstemperaturen von Carbonaten

Carbonat	Temp. °C	°2 θ	Produkte
Ba CO ₃	811	23,9 24,1 42,0	BaO
Sr CO ₃	926	25,1 25,8 44,1	SrO
Mg CO ₃	500	32,6 43,0 53,9	MgO
Ca CO ₃ Calcit	898,6	23,1 29,4 35,9	CaO
Ca CO ₃ Arag.	825	26,3 27,3 33,2	CaO
Mn CO ₃	650	24,3 31,5 51,8	Mn ₂ O ₃
Fe CO ₃	450	24,8 32,0 52,7	Fe ₃ O ₄
Ca Mg (CO ₃) ₂	500	31,0 41,1 51,2	MgO+CaCO ₃

+CO₂

3.3.3 Sulfatische Phasen

Gips, CaSO₄ · 2H₂O, wird dem Portlandzement zur Abbindeeregung in Mengen zwischen 5 und 8 Gew.-% zugesetzt. Dieser Gips reagiert mit der Aluminatphase C₃A des Zementes unter Bildung von Ettringit. In zahlreichen Untersuchungen der Zementsteinphase verschieden alter Batonsorten konnten noch Ettringit festgestellt werden.

Diese Beobachtung steht in starkem Gegensatz zu der überlieferten Lehrmeinung, daß Ettringit im Laufe der Zeit zu "Monosulfat" umgesetzt wird. Es darf also davon ausgegangen werden, daß auch der Ettringit als Indikatormineral - für einen Temperaturbereich bis zu 150°C - verwendet werden kann.

Als wichtigste Röntgenreflexe würden dann die Peaks bei $9,1^\circ$, $15,8^\circ$ und $17,8^\circ$ 2θ gelten.

Andere, für die Temperaturbestimmung relevante Sulfate konnten bisher noch nicht ermittelt bzw. in ihrem Temperaturverhalten untersucht werden.

3.3.4 Oxidische Phasen, deren Hydrate und Hydroxide

Wichtigster Nebengemengeteil des Zementsteins ist das Calciumhydroxid, $\text{Ca}(\text{OH})_2$, mineralogisch auch als Portlandit bezeichnet. Wegen seiner spontanen Zersetzung zu $\text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$ bei $480 - 500^\circ\text{C}$ zeichnet es sich als sicheres Indikatormineral für die Temperaturgrenze (durch sein Vorhandensein oder durch sein Fehlen in einem hydratisierten Portlandzement) aus. Die wichtigsten Nachweispeaks liegen hierfür bei $18,0^\circ$ und $31,4^\circ$ für Cu-Strahlung.

Allerdings kann der Portlandit unter besonderen Umständen auch schon bei niedrigeren Temperaturen fehlen - etwa in den karbonatisierten Randzonen des Betons, in puzzolanisch versetzten Betonen oder in hüttensandreichen Mischungen.

3.4 Vorläufige Temperaturskala und Zusammenfassung

Nach bisherigen Untersuchungen an zonenweise abgetrennten, dem Feuer ausgesetzten Betonproben und aus Literaturangaben lassen sich folgende Temperaturbereiche durch Phasenumwandlungen, Mineralreaktionen und Dissoziationsreaktionen eingrenzen:

150°C	Ettringit
$350 - 400^\circ\text{C}$	Feuerstein, Trübung und Randzonen
450°C	$\text{FeCO}_3 \rightarrow \text{Fe}_3\text{O}_4 + \text{CO}_2$
490°C	$\text{Ca}(\text{OH})_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$
500°C	$\text{MgCO}_3 \rightarrow \text{MgO} + \text{CO}_2$
650°C	$\text{MnCO}_3 \rightarrow \text{Mn}_2\text{O}_3 + \text{CO}_2$
710°C	Bildung von $\beta\text{-C}_2\text{S}$
811°C	$\text{BaCO}_3 \rightarrow \text{BaO} + \text{CO}_2$
825°C	Aragonit $\rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$
898°C	Calcit $\rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$

Eine entscheidende Lücke klafft zur Zeit noch zwischen 150 °C und 490 °C. Dieser Umstand ist besonders gravierend, da nach Untersuchungen von KORDINA und WAUBKE (1972) gerade dieser Temperaturbereich für die Restfestigkeit von Betonen nach einer Brandbelastung von entscheidender Bedeutung ist. Über Ansätze zur Schließung dieser Lücke wird an anderer Stelle berichtet (DJAMOUS), da hier vermutlich die optische Untersuchung morphologischer Veränderungen der Betone erfolgsversprechender ist. Hysteresiserscheinungen im Wasserhaushalt von feuerbeanspruchten Betonen (Untersuchungen mit Hilfe von Thermogravimetrie) scheinen diese Lücke jedoch schließen zu können.

Für seltener vorkommende Mineralreaktionen werden darüber hinaus in Zukunft weitere Diagnosehilfsmittel zu suchen sein. Die fortschreitende Verfeinerung der vorgeschlagenen "Indikator-Temperaturskala" ist das Ziel solcher Bemühungen.

4. Tastversuche zur Ermittlung der Haftreibung von Beton auf Beton

R. W e i ß

4.1. Problemstellung

Die Festigkeit von Portlandzementbetonen nimmt mit steigender Temperatur oberhalb von 300 °C infolge physiko-chemischer Umwandlungen im Feststoffskelett des Betons sehr schnell ab. Die in den Teilprojekten E und F entwickelten Modellvorstellungen vermögen diesen Festigkeitsabfall durch Anwendung kinetischer Ansätze in geeigneter Weise zu beschreiben. Oberhalb einer Temperatur von ca. 700 - 800 °C muß das Feststoffskelett des Betons jedoch als soweit zerstört angesehen werden, daß weitere, theoretisch schädliche Reaktionen die noch verbliebene geringe Restfestigkeit nicht mehr beeinflussen. Da die chemischen Bindungskräfte für den Zusammenhalt der Probe vernachlässigbar geworden sind, kann nur eine mechanische Betrachtungsweise zu einer zufriedenstellenden Erklärung der vorhandenen Restfestigkeit bei hohen Temperaturen führen. Waubke (1973) hat deshalb vorgeschlagen, den Portlandzementbeton bei hohen Temperaturen als ein Haufwerk aufzufassen, dessen Festigkeit nur noch von der gegenseitigen Gleitfähigkeit der Probentrümmer abhängt.

Bevor an die Entwicklung eines haufwerktheoretischen Modells gedacht werden kann, muß geklärt werden, ob die für eine derartige Beschreibung benötigten Parameter und Einflußgrößen aus experimentellen Untersuchungen gewonnen werden können. Dazu wurden einige Tastversuche durchgeführt, über die im folgenden kurz berichtet werden soll.

4.2. Phänomenologische Beschreibung

Betrachtet man die Betonproben bei hohen Temperaturen als ein Haufwerk, so hat man sich ein Gebilde vorzustellen, das aus endlich vielen Einzelteilen, eben den Probetrümmern, besteht.

Wegen der vernachlässigbar geringen chemischen Bindungskräfte kann nur die Haftreibung zwischen den einzelnen Partikeln, bzw. der Gefügewiderstand, bedingt durch die gegenseitige Verzahnung der Bruchflächen, für den Zusammenhalt und die daraus resultierende Restfestigkeit der Probe verantwortlich gemacht werden. Wird diese "Haufwerkfestigkeit" überschritten, so gleiten die Teilchen aufeinander ab, und es kommt zum Versagen der Probe. Das Phänomen der Haftreibung wird i. a. durch das Coulomb'sche Gesetz beschrieben:

$$F = \mu N + c \quad (1)$$

Dabei steht F für den Schwellwert der Reibung, d. h. für diejenige Scherkraft, die aufgewendet werden muß, um ein Gleiten einzuleiten. N ist die Normalkomponente der Druckkraft zwischen den Oberflächen der reibenden Körper; c die kraftunabhängige Kohäsion und μ der Reibungskoeffizient. Statt μ wird oft der sogenannte Reibungswinkel ϕ verwendet, der eine Funktion von μ ist: $\phi = \arctan \mu$.

Gleichung (1) gilt mit zufriedenstellender Genauigkeit für hinreichend "glatte" Oberflächen und hinreichend große Druckkräfte senkrecht zur Kontaktfläche. Eine exakte Gültigkeit kann schon deswegen nicht erwartet werden, weil einmal auch die bestpolierten Flächen in molekularen Dimensionen als rau anzusehen sind, zum anderen besteht immer eine gewisse Unsicherheit über den Grad der grenzflächenaktiven Verunreinigungen, so daß wirklich reproduzierbare exakte Angaben nur für Einkristalle im Vakuum zu erwarten wären.

4.3. Der Einfluß der Oberflächenrauigkeit

Bei Haufwerken, die aus Betonbruchstücken bestehen, wird der Einfluß der Rauigkeit von ganz entscheidender Bedeutung sein; es ist sogar der Fall denkbar, daß aufgrund der Verzahnung der Bruchflächen ineinander ein Gleiten vollständig verhindert werden kann. Die Gleichung (1) bedarf also im Hinblick auf die Anwendung in einem haufwerktheoretischen Ansatz für Portlandzementbetone bei hohen Temperaturen einer Korrektur.

Versuchsweise könnte man den Einfluß der Verzahnung durch eine multiplikative Größe bei μ_F , z. B. $\chi = 1/z$, berücksichtigen, wobei Z-Werte zwischen 0 und 1 angenommen werden können; $Z = 0$ entspräche dem Nichteintreten eines Gleitens, $Z = 1$ dagegen dem nicht realisierbaren Fall einer ideal polierten Fläche. Physikalisch sinnvoller erscheint jedoch die Berücksichtigung der Verzahnung in additiver Form, da damit eine Aufspaltung in einen material- und einen oberflächenspezifischen Reibungskoeffizienten ($\mu = \mu_B + \mu_S$) erreicht wird.

$$F = (\mu_B + \mu_S) N + S_0 + c \quad (2)$$

S_0 repräsentiert den aus der Verzahnung, bzw. der Oberflächenrauigkeit der Flächen resultierenden Anteil der Haftreibung, der auch bei Abwesenheit einer Normalkraft wirksam ist, und tritt additiv zu der Kohäsion c hinzu, die die intermolekularen Anziehungskräfte berücksichtigt.

4.4. Versuchsaufbau und erste experimentelle Ergebnisse

Für die experimentelle Bestimmung der Reibungskoeffizienten bietet sich ein Tribometer an, wie es im Prinzip bereits von Coulomb vorgeschlagen wurde. Der Vorteil der hier gewählten Anordnung (Abb. 1) besteht in der Möglichkeit, auch solche Bruchflächen untersuchen zu können, wie sie etwa entstehen, wenn ein Würfel parallel zu einer Flächendiagonalen bis zum Bruch belastet wird.

Erste, als Vorversuche zu wertende Untersuchungen galten der Reproduzierbarkeit der Messungen. Dazu wurde ein längs einer Flächendiagonalen getrennter Würfel ($10 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$) mit dem Tribometer bei konstanter Normalkraft auf den Schwellwert der Reibung hin geprüft. Es ergaben sich Variationskoeffizienten zwischen 0,014 und 0,034. Dabei wurde vorausgesetzt, daß sich die Reibungskoeffizienten über 10 Versuche nicht ändern. Die Werte für F zeigen jedoch eine leicht fallende Tendenz (Abb. 2) und deuten auf ein gegenseitiges Abschleifen der Flächen, d. h. auf eine Veränderung von μ_S hin. Man kann also davon ausgehen, daß die Reproduzierbarkeit der Messungen sicherlich besser als 2 % ist.

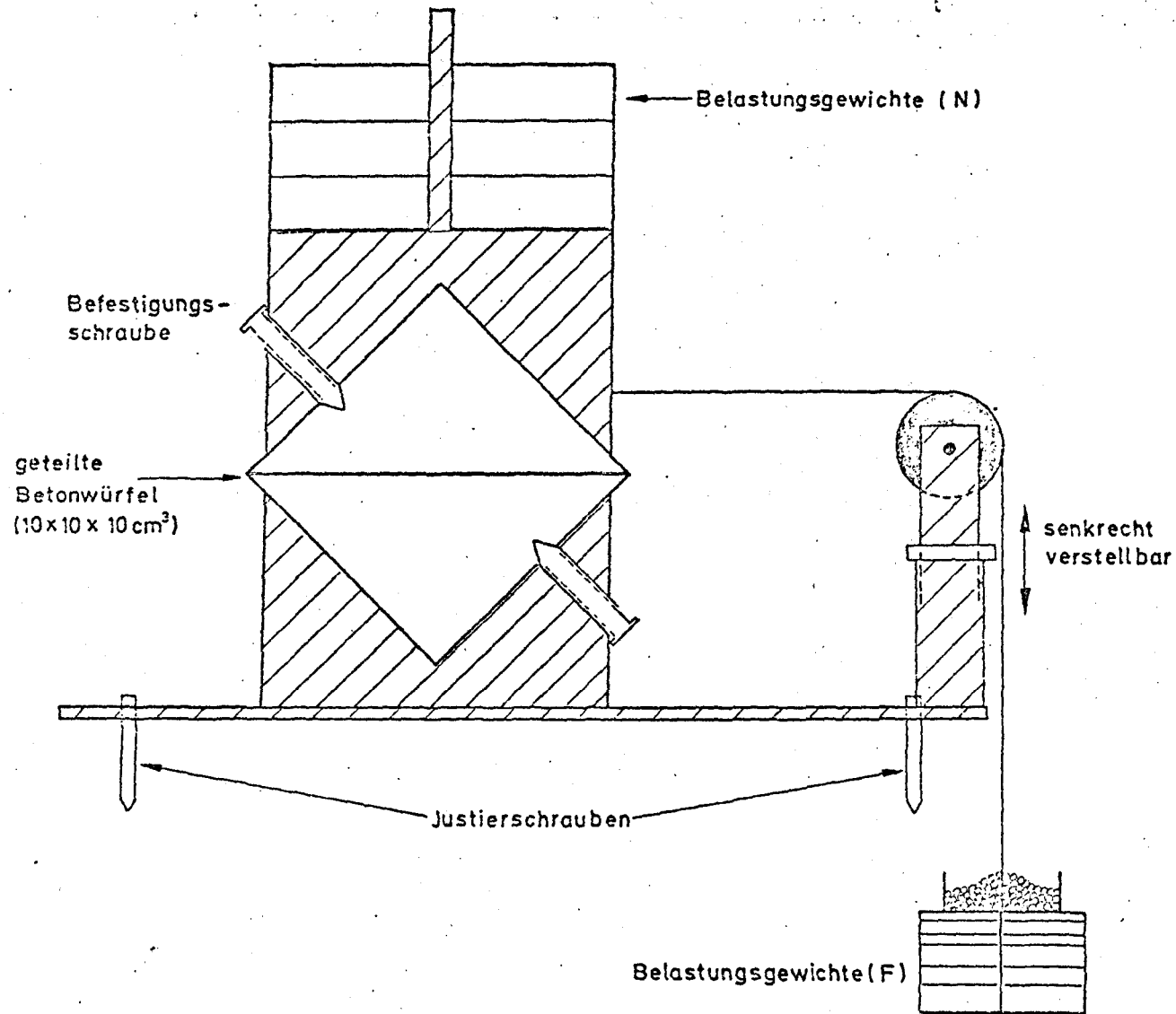


Abb. 1: Tribometer zur Ermittlung der Haftreibung von Beton auf Beton

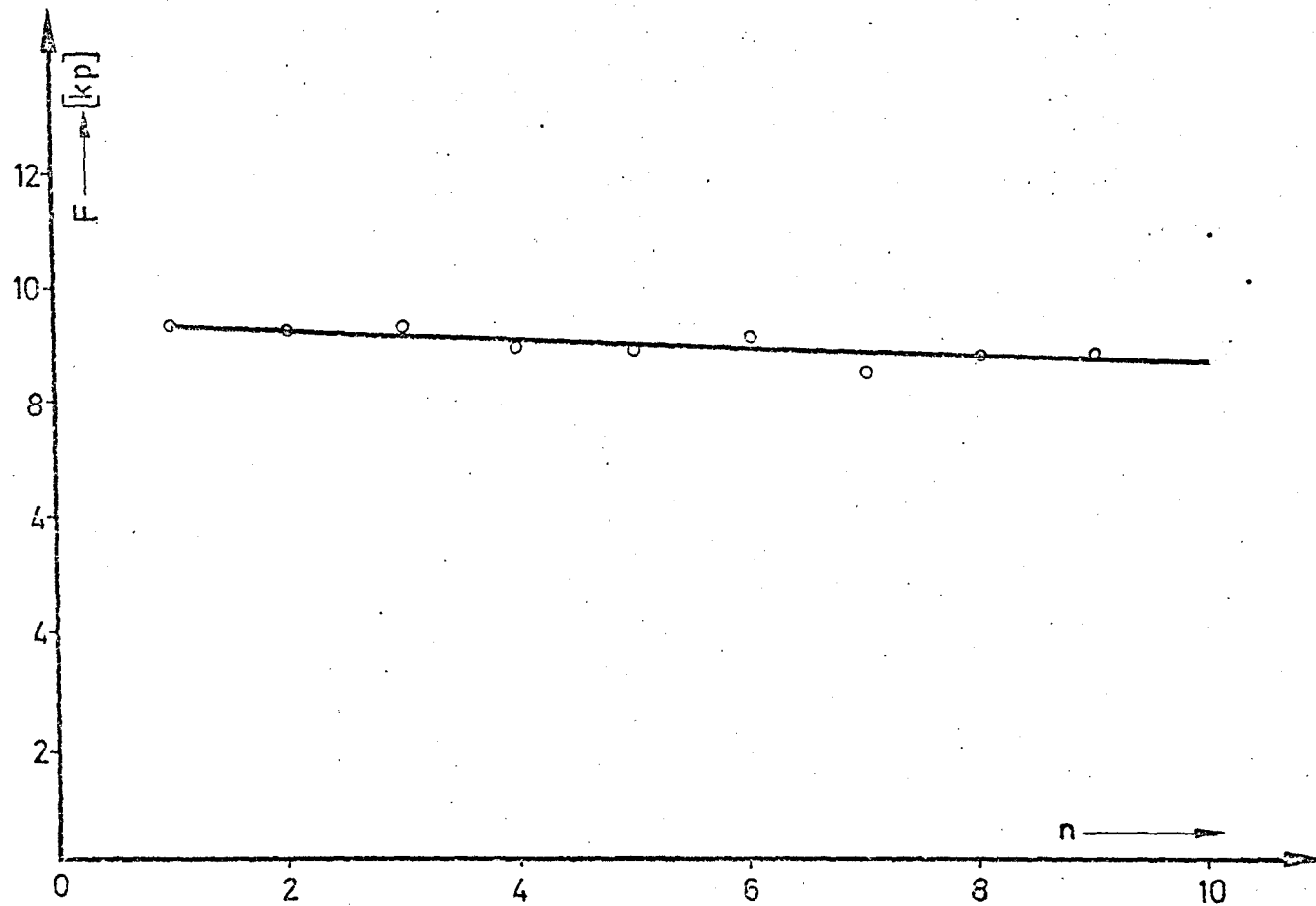


Abb. 2: Der Schwellwert der Reibung (Scherkraft F) in Abhängigkeit von der Anzahl der durchgeführten Versuche n .

Als systematische, durch das gewählte Meßverfahren bedingte Fehlerquellen kommen in Betracht: Mangelhafte Parallelität von Schnittfläche und Richtung der Scherkraft F , die Reibung der Rolle in der Lagerung und des Seiles auf der Rolle, sowie das Verfahren zur Steigerung von N mittels Bleikügelchen, die kontinuierlich aufgebracht werden.

Um die Abweichung von der Parallelität möglichst klein zu halten, wird mit einer Wasserwaage zunächst die Schnittfläche der unteren Würfelhälfte waagerecht einjustiert. Anschließend wird dann bei leicht gespanntem Seil die Parallelität von Seil und Gleitfläche durch vertikales Verstellen der Rolle hergestellt. Eine überschlagsmäßige Rechnung ergibt, daß für die Einhaltung einer Genauigkeit von 2 % Abweichungen bis zu 40' von der Horizontalen toleriert werden können. Derartige Abweichungen sind mit der verwendeten Wasserwaage sicher erfaßbar.

Der schwierig abzuschätzende Anteil der Reibung der Rolle in der Lagerung, bzw. des Seiles auf der Rolle tritt bei allen Versuchen in gleicher Weise auf und beeinflusst daher nur den absoluten Wert der Reibungskoeffizienten, nicht aber deren relative Änderungen. Es ist daran gedacht, in einem späteren Stadium der Versuche zwischen Rolle und Würfel eine Kraftmeßeinrichtung (z. B. Federwaage) einzubauen, um alle Einflüsse der Belastungseinrichtung zu eliminieren. Die Dosierung der Bleikügelchen erfolgt auf ca. 20 g genau und stellt damit die vermutlich kleinste Fehlerquelle dar.

Ein für die Serie der Tastversuche repräsentatives Ergebnis ist in Abb. 3 dargestellt. Die Messungen wurden alle an ein und demselben Würfel durchgeführt, und zwar in folgender Reihenfolge: Der erste Versuch direkt nach Entnahme aus dem Klimaraum, der zweite nach 24-stündiger Wasserlagerung, der dritte nach 24-stündiger und der vierte nach 20-tägiger Trocknung im Labor. Man erkennt, daß die Meßwerte des ersten

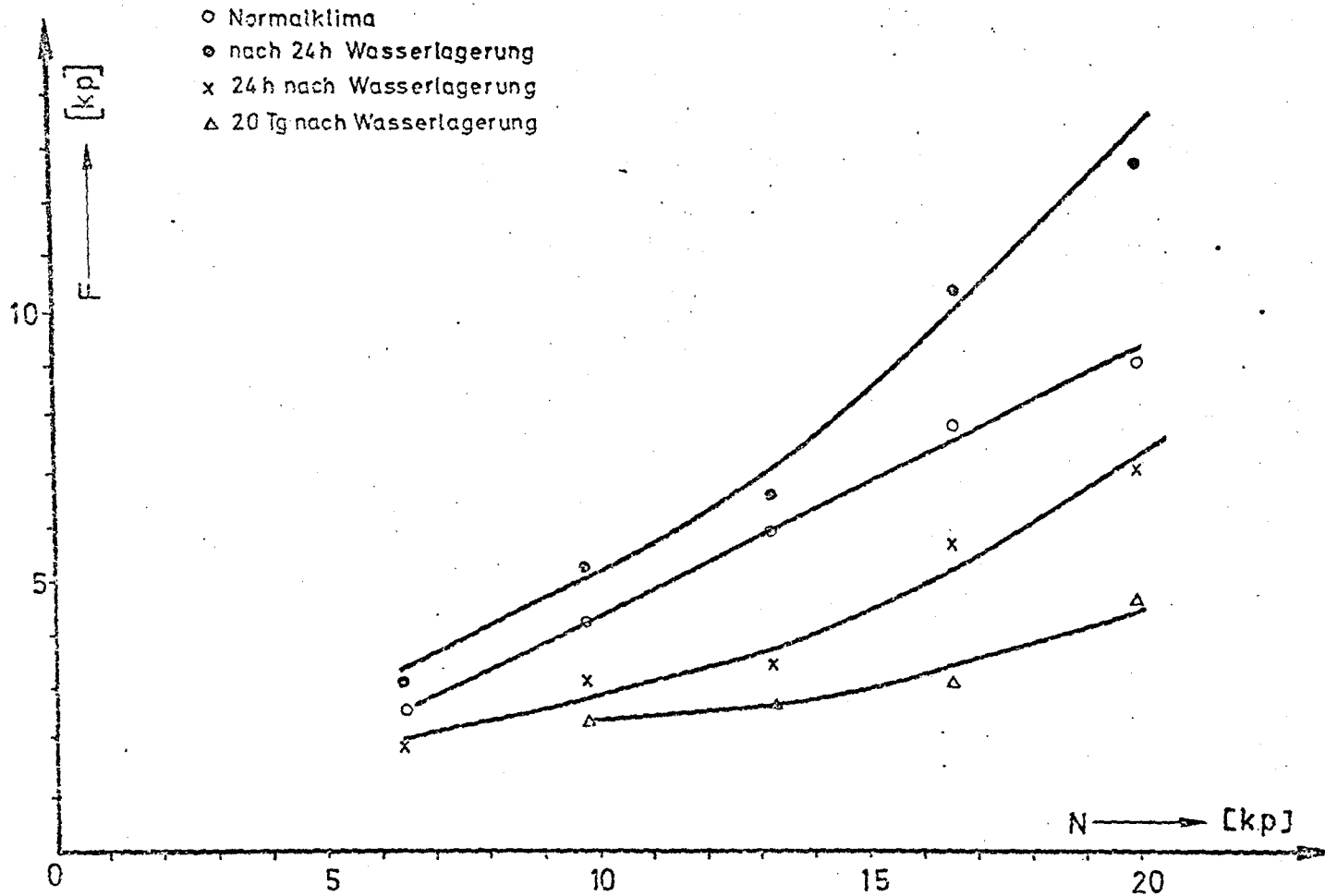


Abb. 3: Der Schwellwert der Reibung (Scherkraft F) in Abhängigkeit von der Normalkomponente der Druckkraft N bei unterschiedlichen Versuchsbedingungen.

Tests in guter Nhrung durch eine Gerade dargestellt werden können, deren Steigung sich aus den Reibungskoeffizienten μ_B und μ_S zusammensetzt. Nach der Wasserlagerung ist der Schwellwert der Reibung bei allen Normalkräften angestiegen; diese Tatsache deutet auf eine Erhöhung des kraftunabhngigen Haftreibunganteils c hin und ist vermutlich durch das Kapillarsystem des Betons bedingt. Ferner ist festzustellen, daß die Meßpunkte jetzt nicht mehr zufriedenstellend durch eine Gerade approximiert werden können. Offensichtlich tritt hier der bereits bei den Versuchen zur Reproduzierbarkeit bemerkte Schleiffeffektverstrkt auf. Dies kann dadurch erklärt werden, daß beim Prüfen der nassen Würfel die Gleitreibung stark herabgesetzt ist, so daß nach überwinden der Haftreibung die Flächen ohne weiteren Halt aufeinander abgleiten können, während bei trockener Oberfläche nur Bewegungen von wenigen mm beobachtet werden. Dieser Effekt ist nach 24 h und selbst nach 20 Tagen, wenn auch in abgeschwächter Form, noch vorhanden. Der Reibungskoeffizient μ_S zeigt demnach eine Abhängigkeit von der Anzahl der durchgeführten Versuche n und wird von dem Feuchtigkeitsgehalt der Kontaktfläche beeinflusst.

4.5. Ziele der weiterführenden Untersuchungen

Die Tastversuche haben folgendes gezeigt: Die gewählte Meßmethode arbeitet mit ausreichender Reproduzierbarkeit und quantitativer Genauigkeit, um die Einflüsse der Oberflächenrauheit sowie den Einfluß der Feuchtigkeitsbedingungen auf den Reibungswert zu erfassen.

Ziel der in Zukunft durchzuführenden Messungen ist die Bestimmung des materialspezifischen Reibungskoeffizienten μ_B durch systematische Wiederholung der Versuche, bis eine Extrapolation auf die ideal glatte Oberfläche möglich ist ($\lim_{n \rightarrow \infty} \mu_S = 0$). Ausgangspunkt der einzelnen Meßreihen sollen

Oberflächen mit unterschiedlichen, definierten Rauheitsgraden sein, um eine Abschätzung über die Größenordnung von μ_s bei unterschiedlichen Oberflächenrauheiten durchführen zu können. Als dritter Parameter soll der Einfluß der Feuchtigkeit auf die Haftreibung näher untersucht werden.

5. verwendete Literatur:

- Boeke, H.E.: Grundlagen der physikalisch-chemischen Petrographie, Berlin 1923
- Dougill, J.W.: Some effects of thermal volume changes on the properties and behaviour of concrete
Proc. International Conference "The Structure of Concrete", London 1965, S. 449-513, William Clowes and Sons, Ltd., London 1968
- Eitel, W.: Physikalische Chemie der Silikate, Leipzig 1929
- Eitel, W.: Silicata Science, New York 1969
- Harker, R.W.: Amer.Journ.Sci. 253 (1955)
Tuttle, O.F.: S. 209 - 224
- Klockmann-Ramdohr: Lehrbuch der Mineralogie, Stuttgart 1969
- Kordina, K.
Schneider, U.
Waubke, N.V.: Zur Hochtemperaturrheologie von Normalbeton
Schriftenreihe des SFB 148 der DFG
Heft 3
TU Braunschweig, 1974
- Kordina, K.
Waubke, N.V.: Materialprüfung 14 (1972), 239
- Lea., M.: The Chemistry of Cement and Concrete, London 1970
- Mackenzie, W.: Sc., Amer.Journ. Sci., Bowen-Vol. (1952) 320-325
- Malhotra, H.L.: The effect of temperature on the compressive strength of concrete
Magazine of Concrete Research 8 (1956), 23
- Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbeton bei hohen Temperaturen
Schriftenreihe des SFB 148 der DFG
Heft 3
TU Braunschweig, 1974

- Waubke, N.V.: Über einen physikalischen Gesichtspunkt der Festigkeitsverluste von Portlandzementbetonen bei Temperaturen bis 1000°C
Schriftenreihe des SFB 148 der DFG
Heft 2
TU Braunschweig, 1973
- Weigler, H.
Fischer, R.: Über den Einfluß von Temperaturen über 100°C auf die Druckfestigkeit von Zementmörtel
Schriftenreihe des DAfStb,
Heft 164,
Verlag Wilhelm Ernst & Sohn,
Berlin 1964
- Weigler, H.
Fischer, R.: Beton bei Temperaturen von 100 bis 750°C beton 18, (1968) 2,
S. 33-46

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Teilprojekt: B 3 (vormals F)

Titel: "Verformungsverhalten von Beton bei
hohen Temperaturen"

Kennwort: "Verformungsverhalten"

Leiter: Dr.-Ing. U. Schneider

Beteiligte Wissenschaftler:

Dr.-Ing. U. Schneider

Dipl.-Phys. R. Weiß

Dr.-Ing. J. Neisecke

Fortschrittsbericht für den Zeitraum 1973 - 1974

Bezug: Antrag vom 28. 2. 1972, Seiten 89 - 97

Inhaltsverzeichnis

	Seite
<u>1. Einleitung</u>	B 3 - I - 3
1.1. Vorbemerkung	B 3 - I - 3
1.2. Stand der Erkenntnisse	B 3 - I - 4
1.3. Aufgabenstellung	B 3 - I - 5
<u>2. Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung</u>	B 3 - I - 7
2.1. Beschreibung der Versuchsanlage	B 3 - I - 7
2.2. Beschreibung der Probekörper und des Mischungsaufbaus	B 3 - I - 11
2.3. Mineralogische Beschaffenheit des Zuschlags	B 3 - I - 12
2.4. Betontechnologische Daten der Probekörper im Prüfaliter	B 3 - I - 13
2.5. Allgemeine Beobachtungen während der Versuche	B 3 - I - 15
<u>3. Versuchsergebnisse</u>	B 3 - I - 18
3.1. Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton bei hohen Temperaturen	B 3 - I - 18
3.2. Zwängungen bei Erwärmung dehnungsbehinderter Betonproben	B 3 - I - 22
3.3. Gesamtverformung belasteter Betonproben unter instationärer Wärmebeanspruchung	B 3 - I - 25
3.4. Betrachtung der experimentellen Ergebnisse	B 3 - I - 33
<u>4. Theoretische Untersuchungen</u>	B 3 - I - 35
<u>5. Ausblick</u>	B 3 - I - 38
<u>6. Literaturverzeichnis</u>	B 3 - I - 40

1. Einleitung

1.1. Vorbemerkung

Die Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonbauteilen wird auch heute noch im wesentlichen experimentell bestimmt. Mit der Entwicklung leistungsfähiger Rechenanlagen ist es möglich geworden, das Brandverhalten von Bauteilen und Bauwerken auch rechnerisch vorherzusagen. Es hat sich jedoch gezeigt, daß selbst die Berechnung einfacher Bauteile häufig zu Ergebnissen führt, die erheblich von den aus experimentellen Untersuchungen bekanntgewordenen Daten abweichen. Diese Erfahrungen haben zu einem stetig wachsenden Interesse bezüglich der Veränderung von Materialeigenschaften bei hohen Temperaturen geführt.

Bereits in den sechziger Jahren wurde deshalb von Kordina vorgeschlagen, ein umfangreiches Forschungsprogramm zur Untersuchung des Hochtemperaturverhaltens von Normalbetonen durchzuführen. Dieses Vorhaben wurde allgemein als wichtig erachtet und deshalb im Rahmen des von der Deutschen Forschungsgemeinschaft geförderten Schwerpunktprogramms "Grundlagen des mechanischen Verhaltens anorganischer, nichtmetallischer Werkstoffe" unterstützt.

In den darauffolgenden Jahren wurden am Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig zunächst einige experimentelle Voraussetzungen zur Durchführung entsprechender experimenteller Arbeiten realisiert und kleinere Versuchsreihen durchgeführt. Nach Gründung des Sonderforschungsbereiches 148 im Jahre 1972 wurde das Forschungsvorhaben aus dem Schwerpunktprogramm herausgenommen und in den Teilprojekten E und F des SFB fortgeführt, so daß eine gewisse Kontinuität in den Untersuchungsprogrammen gegeben war. Aus den bisher vorliegenden Ergebnissen ist jedoch deutlich geworden, daß die ursprünglich auf rein experimentelle Ergebnisse hinzielenden Untersuchungen durch parallellaufende, theoretische Arbeiten erweitert bzw. ergänzt werden müssen, um im Hinblick auf die Zielsetzung des Projektes zu sinnvollen Aussagen zu gelangen. In dem zu diesem Teilprojekt laufenden Fortsetzungsantrag wird den neuen Überlegungen bereits Rechnung getragen.

1.2. Stand der Erkenntnisse

Für das Verhalten von druckbeanspruchten Stahlbetonbauteilen unter Brandbeanspruchung sind naturgemäß die Hochtemperatureigenschaften des Betons von besonderer Bedeutung. Aus diesem Grunde sind in vielen Ländern umfangreiche Hochtemperaturuntersuchungen an Betonen durchgeführt worden, und eine Fülle von Materialdaten steht zur Verfügung: Soweit die Festigkeitseigenschaften von Betonen betroffen sind, sei hier auf Arbeiten von Zoldners (1960), Davis (1967), Dougill (1960) und Harada (1971) hingewiesen. Eine der umfangreichsten Untersuchungen wurde bereits 1956 von Malhotra durchgeführt. Darin wurden vor allem die Einflüsse des Bindemittelgehaltes und Wasserzementfaktors auf die Hochtemperatur- und Restfestigkeiten von Kiesbetonen studiert. Die Beeinflussung der Hochtemperatureigenschaften von Portlandzementbetonen durch Veränderung des Zuschlagmaterials war Gegenstand der von Abrams (1969) durchgeführten Untersuchungen. Darüber hinaus hat Abrams auch die Frage des Einflusses einer Vorlast während der Aufheizphase auf die Hochtemperaturfestigkeit studiert. Dabei hat sich gezeigt, daß die unter Vorlast erwärmten Probekörper wesentlich höhere Festigkeiten besitzen als die ohne Vorlast geprüften Probekörper. Untersuchungen über die Zugfestigkeit von Betonen bei hohen Temperaturen wurden aus naheliegenden Gründen nur selten durchgeführt. An dieser Stelle sei lediglich auf die Spalt-Zug-Untersuchungen von Thelandersson (1971) hingewiesen.

Das Verformungsverhalten von Betonen bei hohen Temperaturen wurde aufgrund der damit verbundenen versuchstechnischen Schwierigkeiten bisher nur wenig untersucht: Die Temperaturabhängigkeit des Elastizitätsmoduls haben u. a. Philleo (1958), Cruz (1966), Marechal (1970) und Sullivan (1971) studiert. Spannungs-Dehnungs-Diagramme von Normalbetonen auf Portlandzementbasis hat Weiler (1967) ermittelt. Leichtbetone und reine Zementpasten hat Harmathy (1966) untersucht.

Das Kriechen von Beton bis zu Temperaturen von 200 °C wurde im Hinblick auf die Anwendung im Spannbeton-Druckbehälterbau intensiv studiert. Zur Beurteilung von Stahlbetonbauteilen unter Brandbeanspruchung sind derartige Untersuchungen jedoch kaum geeignet, weil Bauteile im Brandfall im allgemeinen relativ schnell aufgeheizt werden und nur kurzzeitig einer Temperaturbeanspruchung unterliegen, wobei in der Regel Temperaturen auftreten, die 200 °C

wesentlich überschreiten. Für den Spannbeton-Druckbehälterbau ist dagegen nur das Langzeitverhalten von Interesse - die Aufheizphase wurde deshalb in den meisten Untersuchungen dieser Art auch nicht berücksichtigt. Kriechuntersuchungen bis zu Temperaturen von 650 °C hat Cruz (1968) durchgeführt. Marechal (1968) und Gross (1973) haben bei ihren Versuchen maximale Temperaturen von 400 °C verwirklicht. Es ist jedoch zu beachten, daß diese Untersuchungen alle unter stationären Bedingungen durchgeführt wurden, d. h. bei konstanter Temperatur und im wesentlichen konstantem Trocknungszustand der Betonproben. Im Brandfall unterliegt der Beton dagegen sich rasch ändernden Umgebungsbedingungen. Dieses führt - bedingt durch physikalische und chemische Vorgänge - zu fortlaufenden Veränderungen in der Betonstruktur (Vergrößerung der Makro- und Mikrofehlordnung), wodurch sich die strukturellen Voraussetzungen für eine geschlossene Beschreibung des Materialverhaltens ständig ändern. Für die im Brandfall auftretenden Kriechverformungen können die unter stationären Bedingungen ermittelten Kriechwerte deshalb im wesentlichen nur zu qualitativen Aussagen herangezogen werden.

Aus diesem Grunde ist es erforderlich, das Verformungsverhalten des Betons im Hinblick auf den Brandfall in speziellen Untersuchungen, insbesondere auch bei veränderlichen Temperaturen, zu studieren. Hierüber liegen z. Z. noch verhältnismäßig wenige Untersuchungen vor. Die Arbeiten von Weigler (1967) Thelandersson (1974) und Akhtarrazaman (1973) lassen jedoch gegenüber den bei konstanten Temperaturen ermittelten mechanischen Kennwerten erhebliche Unterschiede erkennen, die eine Fortsetzung derartiger Untersuchungen ratsam erscheinen lassen.

1.3. Aufgabenstellung

Im vorhergehenden Abschnitt wurde kurz auf bisher bekanntgewordene Hochtemperaturuntersuchungen an Betonen hingewiesen. Es geht daraus hervor, daß sich ein großer Teil dieser Arbeiten auf reine Festigkeitsuntersuchungen beschränkt, wohingegen Verformungsuntersuchungen in weitaus geringerem Maße durchgeführt wurden. Weiterhin scheint ein Mangel an theoretischen Studien, die auf eine Analyse der bei hohen Temperaturen zu beobachtenden Materialveränderungen hinauslaufen, vorzuliegen.

Bei der Planung der experimentellen Untersuchungen wurde es für wichtig gehalten, die Hochtemperaturversuche wenigstens nach drei unterschiedlichen Versuchsmethoden durchzuführen, weil das Verhalten des Betons naturgemäß von einer Anzahl von Parametern beeinflusst wird und die wesentlichen Einflußgrößen nur durch kombinierte Untersuchungsmethoden ermittelt werden können. Je nach Versuchsführung wird von den drei Parametern Spannung, Dehnung und Temperatur⁺⁾ jeweils einer gemessen, einer nach einem bestimmten Gesetz veränderlich ("variabel") und einer konstant gehalten. Daraus ergeben sich die drei folgenden Versuchsarten:

Versuchsart I: Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung an Betonproben bei hohen konstant gehaltenen Temperaturen.

Versuchsart II: Ermittlung der Zwängungskräfte in dehnungsbehinderten Betonproben unter Erwärmung.

Versuchsart III: Ermittlung der Verformungen bei Erwärmung einachsiger belasteter Betonproben unter konstanter Belastung.

Auf Bild 1 sind diese drei Versuchsarten schematisch dargestellt. Wir glauben, daß mit diesen drei Versuchsarten gute Voraussetzungen geschaffen werden, um allgemeinere Aussagen über das Hochtemperaturverhalten von Beton zu gewinnen. Dieses ist im Hinblick auf die Ermittlung von Materialgleichungen, die den außerordentlich komplexen Zusammenhang zwischen Spannungen und Dehnungen bei Betonbauteilen unter instationärer Wärmebeanspruchung wiedergeben, von grundlegender Bedeutung, weil eine rechnerische Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonbauteilen nur dann Aussicht auf Erfolg hat, wenn die Materialeigenschaften der verwendeten Werkstoffe hinreichend bekannt sind.

⁺⁾ Die Zeit ist durch die experimentell vorgegebenen Aufheiz- und Abkühlgeschwindigkeiten mit der Temperatur verknüpft und braucht in diesem Fall nicht gesondert berücksichtigt zu werden!

Versuchsart	Spannung	Dehnung	Temperatur
I	variabel	gemessen	konstant
II	gemessen	konstant	variabel
III	konstant	variabel	gemessen

Bild 1: Verschiedene Versuchsarten zur Ermittlung des Verhaltens von Beton bei hohen Temperaturen

2. Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

2.1. Beschreibung der Versuchsanlage

Die mechanischen Untersuchungen wurden an einer Hochtemperaturprüfanlage durchgeführt, die in den vergangenen Jahren am Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig entwickelt wurde. Den neu konzipierten Prüfstand zeigt Bild 2. Die Anlage besteht aus einem zweigeteilten, elektrisch beheizten Kammerofen, in dem die Betonprobekörper entsprechend einem vorgegebenen Temperaturprogramm erwärmt werden können. Im Kurzzeitversuch (Dauer einige Stunden) beträgt die zulässige Maximaltemperatur 1000 °C, während bei Langzeitversuchen (Dauer mehrere Tage) aus technischen Gründen nicht mehr als 600 °C zugelassen werden können. Die maximale Heizleistung des Ofens beträgt 38 kW.

Die Regelung der Ofentemperatur übernimmt ein Programmregler. Dieser Regler arbeitet nach dem Kompensationsprinzip, d. h. er vergleicht die zu regelnde Größe, in diesem Fall die Ofentemperatur, gemessen durch die Thermospannung

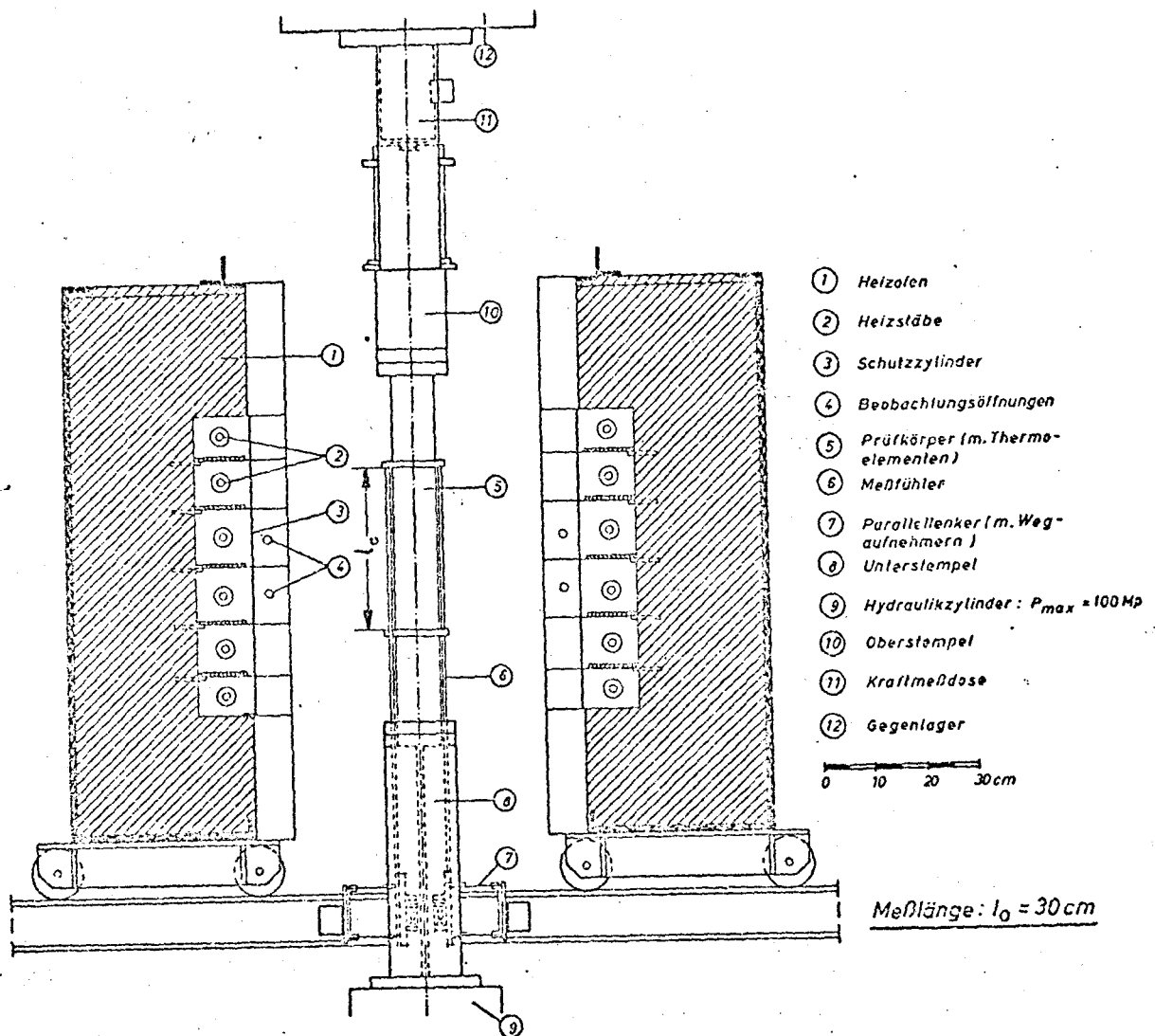


Bild 2: Hochtemperaturprüfstand für Betonuntersuchungen

eines Thermoelements an der Probenoberfläche, mit einem vorgegebenen Sollwert. Den Sollwert liefert ein Potentiometer, das im Sinne des gewünschten Aufheizprogramms von einer Kurvenscheibe verstellt wird. Ist eine Differenz zwischen beiden Größen vorhanden, so schlägt ein Galvanometer aus und bringt die am Nullregler angebrachten induktiven Kontakte zum Ansprechen. Die Temperaturregistrierung erfolgt mit 5 Thermoelementen, deren Thermospannungen von einem 12-Punkte-Kompensographen fortlaufend mitgeschrieben werden.

Eine Untersuchung der Temperaturverteilung hat ergeben, daß im mittleren Bereich des Ofens über eine Meßlänge von 300 mm bei maximaler Temperatur in axialer Richtung Temperaturdifferenzen von ± 20 K zu erwarten sind, bei Temperaturen bis zu 600°C liegen die Differenzen jedoch unter ± 10 K. Die Temperaturverteilung ist somit weitgehend als homogen zu bezeichnen, so daß alle Anforderungen hinsichtlich einer Isothermie der relativ großen Betonprobekörper (8 cm Durchmesser, 30 cm Länge) während der Versuche als erfüllt angesehen werden können, wobei allerdings mäßige Aufheizgeschwindigkeiten vorausgesetzt werden müssen.

Die Belastungseinrichtung der Hochtemperaturanlage besteht aus einer hydraulischen 100 Mp-Pressen mit eingebauter Last-Konstanthaltung. Zur genauen Einstellung der Belastungseinrichtung wurde das zur Presseneinrichtung gehörende Pendelmanometer (Grobeinstellung) durch eine elektrische Kraftmeßdose (Feineinstellung) ergänzt, die außerhalb des Kammerofens direkt über dem Probekörper eingebaut ist, so daß ein direkter Kraftfluß gewährleistet ist. Das von der Kraftmeßdose erzeugte elektrische Signal wird zunächst einem Meßverstärker mit digitaler Anzeige zugeführt und anschließend mit einem zweiten 12-Punkte-Kompensographen registriert.

Zur Anlage gehört ein Hochtemperaturdilatometer, das für Verformungsmessungen an belasteten Betonprobekörpern bei veränderlichen Temperaturen geeignet ist. Dieses Dilatometersystem besteht aus folgenden Bauelementen: Wegabnehmer, vier Meßfühler, zwei induktive Wegaufnehmer und ein Parallellenkensystem. Auf der Abb. 3 sind die zur Betonprobe parallel laufenden Meßfühler zu erkennen; sie bestehen aus Zerodur, einer transparenten Glaskeramik mit extrem geringer Wärmedehnung (α (20 bis 800°C): $0,2 \pm 0,15 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$). Die von den induktiven Wegaufnehmern bei einer Längenänderung der Probe gelieferten Signale werden wie das Signal der Kraftmeßdose einem Meßverstärker mit digitaler Anzeige zugeführt. Gleichzeitig wird auf elektronischem Wege der Mittelwert ermittelt; er kann ebenfalls an der Digitalanzeige abgefragt werden. Alle drei Größen werden während der Versuche fortlaufend aufgezeichnet. Zur Registriereinrichtung gehört neben den beiden 12-Punkte-Kompensations-schreibern ein x-y-Schreiber, der die direkte Aufnahme von Spannungs-Dehnungsdiagrammen ermöglicht.

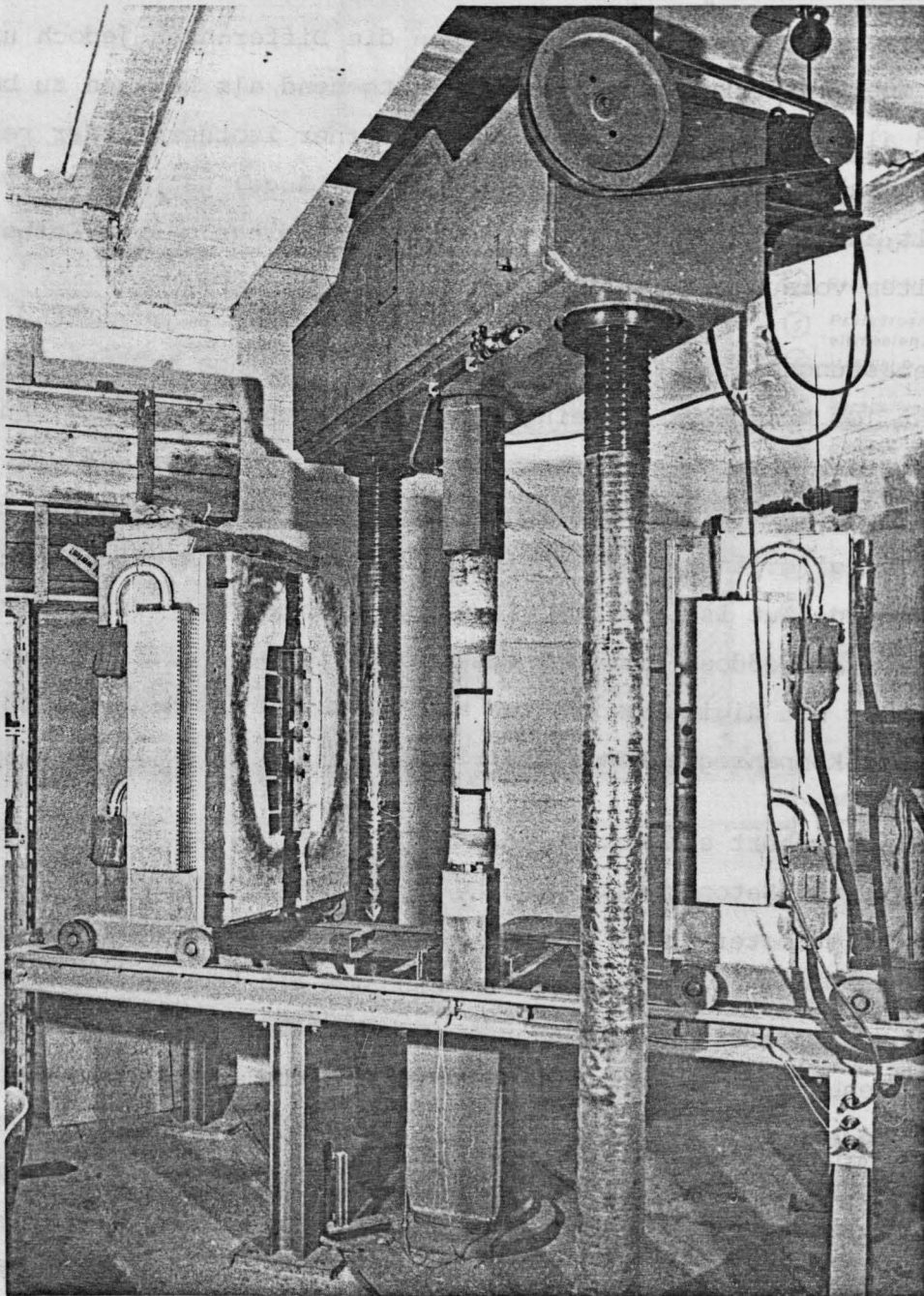


Bild 3: Belastungseinrichtung und Kammerofen des
Hochtemperaturprüfstandes

2.2. Beschreibung der Probekörper und des Mischungsaufbaues

Im Hinblick auf die Reproduzierbarkeit der Versuche wurde der Herstellung der Probekörper und dem Mischungsaufbau besondere Aufmerksamkeit geschenkt: Bei mechanischen Untersuchungen an Betonen spielt erfahrungsgemäß die Probekörperform und -größe eine erhebliche Rolle. Das Bruchverhalten von Proben geringer Höhe wird beispielsweise ganz wesentlich durch die Reibungsverhältnisse zwischen Probenstirnfläche und Druckstempel bestimmt. Untersuchungen haben ergeben, daß Schlankheitsgrade zwischen 3 und 5 für Betonuntersuchungen am besten geeignet sind. Die kleinste Probenabmessung dagegen hängt von der Größe des Zuschlagstoffes ab, dabei sollte der Durchmesser des größten Korns $1/5$ der kleinsten Probenabmessung nicht überschreiten. Aus betontechnologischen Gründen sollte das Größtkorn bei Betonmischungen jedoch nicht unter 15 mm liegen, so daß sich für die vorliegenden Untersuchungen ein Probendurchmesser von 8 cm anbot. Die Probenlänge wurde auf 30 cm festgelegt. Es sei hier erwähnt, daß von vielen Forschern bei Hochtemperaturuntersuchungen zu kleine Probekörper verwendet wurden, die nicht mehr aus praxisgerechten Betonmischungen sondern aus Mörtel hergestellt werden mußten. Nach den vorliegenden Erfahrungen scheint eine Anwendung von Ergebnissen derartiger Untersuchungen für die Beurteilung von Stahlbetonbauteilen im Brandfall nicht ohne weiteres möglich zu sein.

Für die hier gewählten Probekörperabmessungen ergaben sich bei den Versuchen mit einer Aufheizgeschwindigkeit von 2 K/min radiale Temperaturdifferenzen von rund 50 K. Diese Unschärfe wurde jedoch bewußt in Kauf genommen, weil eine Beeinflussung der Meßergebnisse durch Temperaturspannungen nach den vorliegenden Erfahrungen nicht zu befürchten war. In jeden Probekörper waren insgesamt 5 Thermoelemente einbetoniert, deren Lage durch eine Haltevorrichtung genau fixiert war. Die Versuchstemperatur wurde durch Mittelwertbildung aus diesen 5 Meßstellen berechnet und konnte dementsprechend sehr genau bestimmt werden.

Der Mischungsaufbau der verwendeten Betonmischung geht aus Tafel 1 hervor. Als Zuschlagmaterial fand Kies aus dem norddeutschen Raum⁺⁾ mit einem SiO_2 -gehalt von rund 85 % Verwendung. Die Probekörper wurden in einer Stahlschalung

+) Kies aus den Gruben Wedtlenstedt und Sonnenberg bei Braunschweig.

stehend betoniert und durch Rütteln auf dem Hochfrequenztisch 25 s lang verdichtet. Nach dem Ausschalen am darauffolgenden Tage wurden die Proben 7 Tage lang unter Wasser gehalten und bis zur Prüfung bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchtigkeit in einem Klimaraum gelagert.

T a f e l 1

Mischungsaufbau der verwendeten Betonprobekörper

Portlandzement 350 F	340 kg m ⁻³
Kieszuschlag 0 - 3 mm	625 kg m ⁻³
Kieszuschlag 3 - 7 mm	480 kg m ⁻³
Kieszuschlag 7 - 15 mm	735 kg m ⁻³
Wasserzementfaktor	~ 0,54
Ausbreitmaß	35,5 ± 1 cm

2.3. Mineralogische Beschaffenheit des Zuschlags

Da während der Versuche die Baustoffvorräte des Instituts ergänzt werden mußten, war darauf zu achten, daß die verwendeten Zuschlagstoffe der Betonmischungen von gleicher mineralogischer Beschaffenheit waren, weil zunächst nur eine bestimmte Betonsorte untersucht werden sollte. Aus diesem Grunde wurde von der Kiesfraktion mit 7 bis 15 mm Korndurchmesser eine Analyse nach Gesteinsanteile vorgenommen. Es ergab sich folgende Zusammensetzung:

1. Quarzit	50 Gew.-%
2. Feuerstein	25 Gew.-%
3. Granit und granitähnliche Gesteine	15 Gew.-%
4. Sandsteine, Grauwacken, Kieselschiefer, Limonit, Kalkstein etc.	10 Gew.-%

Aus der Zusammenstellung geht hervor, daß SiO₂ der dominierende Bestandteil des Zuschlagstoffs ist. Der Gesamtanteil liegt sicherlich über 80 %.

Für die Korngruppen 3 - 7 mm und 0 - 3 mm ergaben sich ähnliche Zusammensetzungen, wobei der Anteil von Quarzit mit geringer werdendem Korndurchmesser ansteigt, so daß bei 0 - 3 mm ungefähr

- | | |
|----------------|----------------|
| 1. Quarzit | 75 - 85 Gew.-% |
| 2. Feuerstein, | 15 - 25 Gew.-% |
| Granit usw. | |

vorhanden sind. Eine genauere Analyse wurde bei dieser Korngruppe nicht vorgenommen, weil das Auszählen von Gesteinsanteilen ohnehin ein relativ grobes Verfahren ist.

2.4. Betontechnologische Daten der Probekörper im Prüfalter

Geprüft wurde im Betonalter zwischen 160 und 600 Tagen. Die Prüfung umfaßte jeweils eine Betonserie, bestehend aus 10 zylindrischen Probekörpern und einem Satz aus drei Würfeln mit 20 cm Kantenlänge. Zu Vergleichszwecken wurde von den Betonmischungen auch die 28-Tage-Würfelfestigkeit nach DIN 1048 bestimmt. Tafel 2 zeigt, daß bei allen Mischungen ein Bn 450 erreicht wurde. Die Vergleichsfestigkeit nach 28 Tagen liegt durchschnittlich bei etwa 500 kp/cm². Trocknungsversuche bei 105 °C ergaben nach 28 Tagen Feuchtigkeitsgehalte zwischen 4,5 % und 5 % für die Würfel; der Feuchtigkeitsgehalt der Probezylinder war um rund 0,4 %-Punkte geringer, was durch die günstigeren Austrocknungsbedingungen (kleinere Querschnittsabmessungen, Rotationssymmetrie) erklärt werden kann.

Im Prüfungszeitraum lag die Vergleichsfestigkeit der Würfel bei etwa 560 kp/cm². Eine Auswertung der Streuungen aller Betonmischungen ergab, daß - bezogen auf das Mittel aller Werte - die Festigkeitsschwankungen innerhalb einer Serie unter $\pm 5\%$ lagen - ein für die vorliegenden Untersuchungen als ausreichend erachteter Wert. Die Zylinderfestigkeit wurde als Mittelwert aus drei Probezylindern und drei Probewürfeln (unter Berücksichtigung eines in 15 Versuchen ermittelten Schlankheitsgrades) berechnet, um eine möglichst große Sicherheit für die Festlegung der Bezugsfestigkeiten zu gewinnen. Der Feuchtigkeitsgehalt der Probezylinder im Prüfalter ist in Tafel 2 angegeben, er liegt bei rund 2,2 Gew.-%.

T a f e l 2

Betontechnologische Daten der Probekörper

Betonserie (Mischungs- aufbau vgl. Abschnitt 2.2 und 2.3)	Würfelfestigkeit in kp/cm^2 nach 28 Tagen	Prüfalter in Tagen	Festigkeit in kp/cm^2		Feuchtigkeit Probekörper
	β_{w28}	t	Würfel β_{wt}	Probekörper β_{zt}	in %
V R 1	536	172	562	392	-
V R 2	503	162	517	322	2,2
V R 3	521	241	555	372	2,3
V R 4	557	239	599	382	2,3
V R 5	445	198	563	376	2,3
V R 6	477	291	562	366	2,3
V R 7	489 (42 Tg.)	330	544	360	2,2
V R 8	498	343	588	417	2,2
V R 9	475	398	538	360	2,1
V R 10	476	401	567	327	2,3
V R 11	475	450	539	334	1,9
V R 12	521	540	586	383	1,8
V R 13	517	577	608	413	2,1

Zur Prüfung einer Betonserie waren je nach Versuchsführung 2 bis 4 Wochen erforderlich. Untersuchungen haben ergeben, daß die Nacherhärtung der Probekörper in diesem kurzen Zeitraum aufgrund des hohen Betonalters und auch wegen des schnell erhärtenden Zementes PZ 350 F außerordentlich gering ist, so daß die Versuchsergebnisse dadurch nicht beeinflußt werden und dieser Effekt demzufolge bei der Auswertung unberücksichtigt bleiben kann. Aufgrund der sorgfältigen Herstellung und Kontrolle der einzelnen Mischungen kann weiterhin davon ausgegangen werden, daß eventuell vorhandene Unterschiede zwischen den Betonserien und innerhalb einer Serie zwischen den einzelnen Probekörpern so gering waren, daß merkliche Auswirkungen auf die experimentellen Ergebnisse mit Sicherheit auszuschließen sind.

2.5. Allgemeine Beobachtungen während der Versuche

Die Probekörper wurden in dem in 2.1. beschriebenen Elektroofen nach einem vorgegebenen Temperaturprogramm auf die gewünschten Temperaturen gebracht. Die typische Erwärmungskurve eines Probekörpers ist auf Bild 4 dargestellt. Bei allen Versuchen fiel auf, daß trotz eines linearen Aufheizprogramms die Oberflächentemperatur zu Beginn des Versuches nicht linear zunahm. Es wird vermutet, daß infolge des erhöhten Feuchtigkeitstransports zu Beginn der Aufheizung die Oberflächentemperaturen durch Dampfbildung beeinflußt werden. Dafür spricht auch, daß kurz nach Beginn der Versuche an den Probekörpern dunkle Flecke sichtbar wurden, die eindeutig mit der durch Wärmezufuhr bewirkten Austrocknung des Betons im Zusammenhang standen. Der sichtbare Wasseraustritt (dunkle Flecken) begann bei Oberflächentemperaturen von 40°C und war im allgemeinen bei Temperaturen von 80°C abgeschlossen (Betonoberfläche einheitlich graue Färbung).

Weiterhin wurde festgestellt, daß die in der Probekörpermitte liegenden Thermoelemente bei 100°C keinen Haltepunkt zeigen. Dies bedeutet, daß zu diesem Zeitpunkt in den Probekörpern keine merklichen Wassermengen (deren Dampfdruck bei 1 atm liegt) mehr vorhanden waren. Die Verdunstung des im Beton befindlichen Kapillarwassers erfolgte demnach kontinuierlich in einem Temperaturbereich von 40 bis 140°C . Sie wird naturgemäß von der Probekörperform und -größe sowie den thermischen Randbedingungen maßgeblich beeinflußt.

Bei Temperaturen von 175 bis 245°C zeigten die in der Probekörperachse liegenden Thermoelemente erhebliche Temperaturverzögerungen. Diese Beobachtungen werden auch durch Untersuchungen anderer Forscher bestätigt und auf eine erste Zersetzung des Tobermorit-Gels zurückgeführt. Die den genannten Temperaturen zugeordneten Dampfdrücke liegen bei 9,1 bzw. 37,2 at, das entspricht etwa einem Bereich der Porenradien von ungefähr $0,108\ \mu$ bis $0,015\ \mu$. Legt man eine gemessene, mittlere Porenverteilung für Normalbeton zugrunde, und nimmt man an, daß die Summenhäufigkeit der Poren über den Porenradien als monotone Funktion dargestellt werden kann, so ergibt sich, daß nahezu 55 % aller Poren in dem genannten Bereich liegen. Dieses kann als Beweis dafür angesehen werden, daß als Ursache für die Temperaturverzögerungen bei 175 bis 245°C Entwässerungsreaktionen in den Gelporen maßgebend sind. Zu dem gleichen Ergebnis

gelangt man auch mit Hilfe der Differentialthermoanalyse. Auf die im Rahmen des Sonderforschungsbereiches von Waubke (1973) und Schneider (1973) durchgeführten DTA-Untersuchungen sei an dieser Stelle jedoch nur hingewiesen.

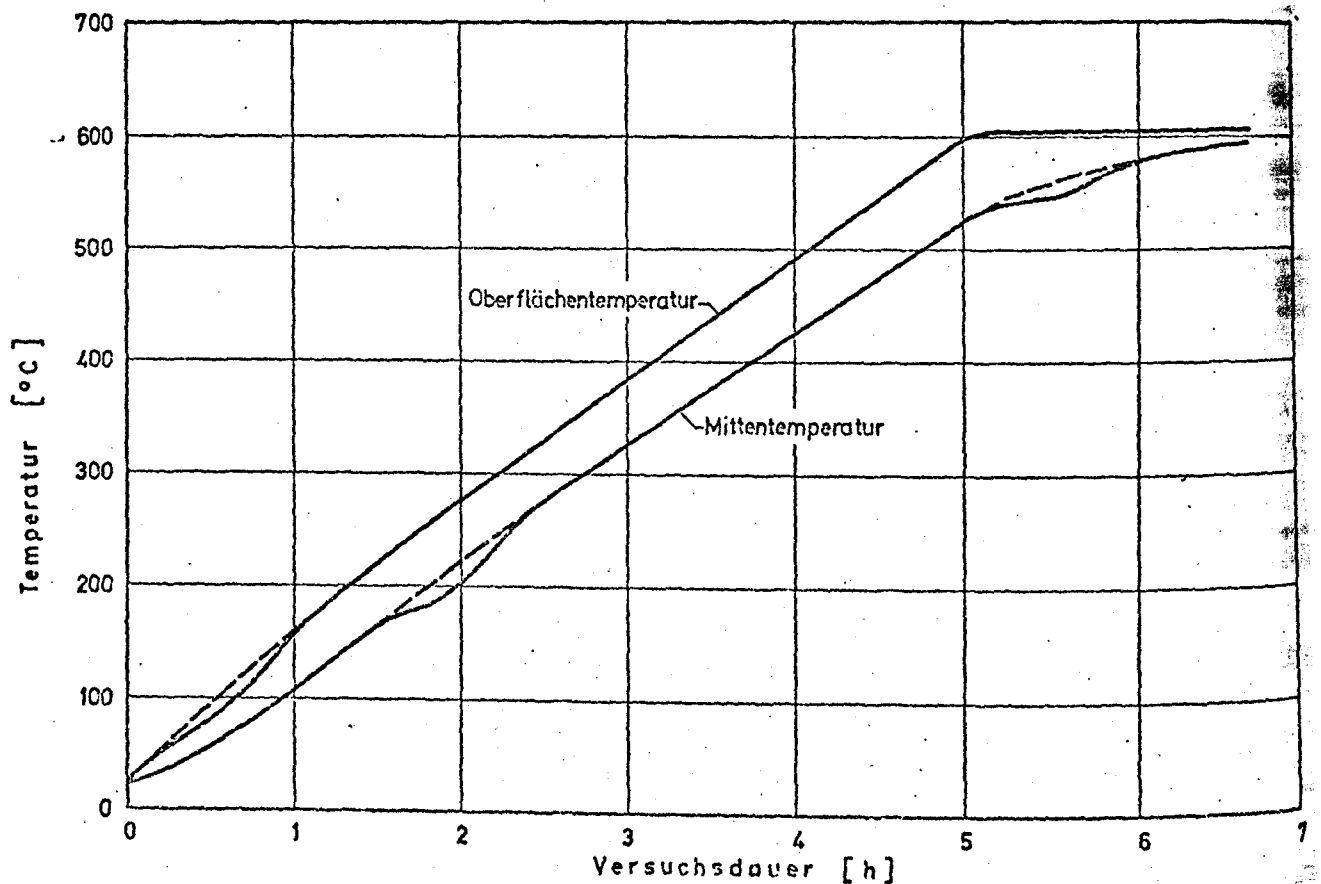


Bild 4: Erwärmung eines Probekörpers auf 600 °C
(Aufheizgeschwindigkeit 2 K/min)

Der Haltepunkt bei 535 °C auf Bild 4 beruht eindeutig auf der Dehydratation des Portlandits bzw. Calciumhydroxids. Die Dehydratation des Calciumhydrats geschieht bei Atmosphärendruck zwischen 510 - 550 °C, dabei werden pro kg entstandenes CaO ungefähr 276 kcal verbraucht. Diese endotherme Reaktion bzw. der Haltepunkt bei 535 °C wurde bei allen Versuchen (Endtemperatur > 600 °C) wiederholt nachgewiesen. Die ebenfalls endotherme Umwandlung des

Tiefquarzes in den Hochquarz bei 575 °C konnte dagegen anhand des Thermogramms (Bild 4) nicht nachgewiesen werden. Das liegt daran, daß bei der α - β -Umwandlung nur 3,5 kcal pro kg SiO_2 nötig sind, im Vergleich zur Ca(OH)_2 -Zersetzung also eine relativ bescheidene Energiemenge.

Während des Aufheizens der Probekörper wurde bei mehreren Versuchen die Rißbildung auf deren Oberfläche mittels eines Kathetometers verfolgt. Bis 140 °C waren danach, abgesehen von zwei Fällen, keine Schwindrisse sichtbar. Bei 180 °C wurde dagegen mehrfach die Bildung von Haarrissen beobachtet, deren Anzahl dann mit steigender Temperatur zunahm. Diese Rißbildung scheint in ursächlichem Zusammenhang mit der auf Bild 4 dargestellten Temperaturverzögerung und der damit in Verbindung stehenden Gelentwässerung zu stehen. Bis 350 °C nahmen die Risse so weit zu, daß ein relativ weitmaschiges Netz auf dem Beton zu erkennen war. Nach weiteren 100 K Temperatursteigerung war das Netz schon relativ engmaschig (2 bis 3 cm Netzabstand), wobei die Risse selbst auch zusehends breiter wurden.

Im Temperaturbereich zwischen 500 und 600 °C wurde nochmals eine verstärkte Rißbildung beobachtet. Diese steht zweifellos mit der endothermen Zersetzung des Calciumhydrats, aber mehr noch mit der 0,83 %-igen Volumenvergrößerung des Quarzes am Quarzumwandlungspunkt bei 575 °C in Verbindung. Die Rißbildung war immerhin so stark, daß bei Aufbringung der Druckbelastung ein teilweises Schließen der Querrisse beobachtet werden konnte. Diese Rißveränderung trat bei hohen Temperaturen im allgemeinen dann ein, wenn mehr als 60 % der Druckfestigkeit als Belastung aufgebracht wurden. Bei Temperaturen unterhalb 400 °C trat eine Verminderung der Rißbreiten dagegen erst ein, wenn Belastungen von mindestens 90 % der Endfestigkeit aufgebracht wurden. Es zeigte sich hier also sehr deutlich die größere Verformungsfähigkeit des Betons bei hohen Temperaturen.

Bei den Versuchen wurden auch Zuschlagstoff-Abplatzungen beobachtet. Die damit zusammenhängenden Fragen gehören inhaltlich jedoch in die Teilprojekte D und E und brauchen hier deshalb nicht weiter behandelt zu werden.

3. Versuchsergebnisse

3.1. Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton bei hohen Temperaturen

In dem vorliegenden Arbeitsbericht kann naturgemäß nur ein kleiner Teil des vorliegenden Versuchsmaterials diskutiert werden. Ausführlichere Darstellungen sind in den aus dem Teilprojekt hervorgegangenen Veröffentlichungen zu finden, weitere Arbeiten sind in Vorbereitung. Insbesondere werden hier solche Daten mitgeteilt, die für die in den Teilprojekten A und B durchgeführten numerischen Untersuchungen von Stahlbetonbauteilen unter Feuerangriff relevant sind und in theoretischen Arbeiten über das Brandverhalten von Betonbauteilen direkt verwendet werden können. Baustoffkundliche bzw. werkstoffphysikalische Erklärungen werden nur so weit gegeben, wie es zum Verständnis der Versuche erforderlich ist.

Nach Abschnitt 1.2. wurde das Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen bereits untersucht. Dabei sind jedoch vielfach Fragen offen geblieben, die im folgenden anhand der eigenen Versuchsergebnisse kurz diskutiert werden sollen: Die Probekörper wurden unbelastet mit 2 K min^{-1} aufgeheizt und danach 2 bis 3 Stunden bei Versuchstemperatur gehalten, um sich dem thermischen Gleichgewicht zu nähern. Anschließend wurden sie im heißen Zustand, d. h. ohne vorherige Abkühlung, geprüft, wobei die Belastungsgeschwindigkeit so gewählt wurde, daß sich Versuchszeiten von 10 bis 15 Minuten ergaben.

Bei allen Versuchen ging der Bruch durch die Mitte der Probe, wobei durchweg eine kegelförmige Bruchausbildung zu beobachten war. Auf Abbildung 5 ist ein Probekörper im Augenblick des Versagens festgehalten. Allerdings handelt es sich hierbei um einen Demonstrationsversuch, der nur bei Raumtemperatur durchgeführt wurde. Der verwendete Betonprobekörper war kurzzeitig auf 760°C erwärmt worden. Deutlich ist jedoch auch hier die kegelförmige Bruchausbildung zu erkennen, wie sie bei den im heißen Zustand geprüften Betonprobekörpern in der Regel beobachtet wurde. Weiterhin erkennt man rechts und links der Probe die Meßfühler des Dilatometersystems zur Messung der Verformungen bei hohen Temperaturen.

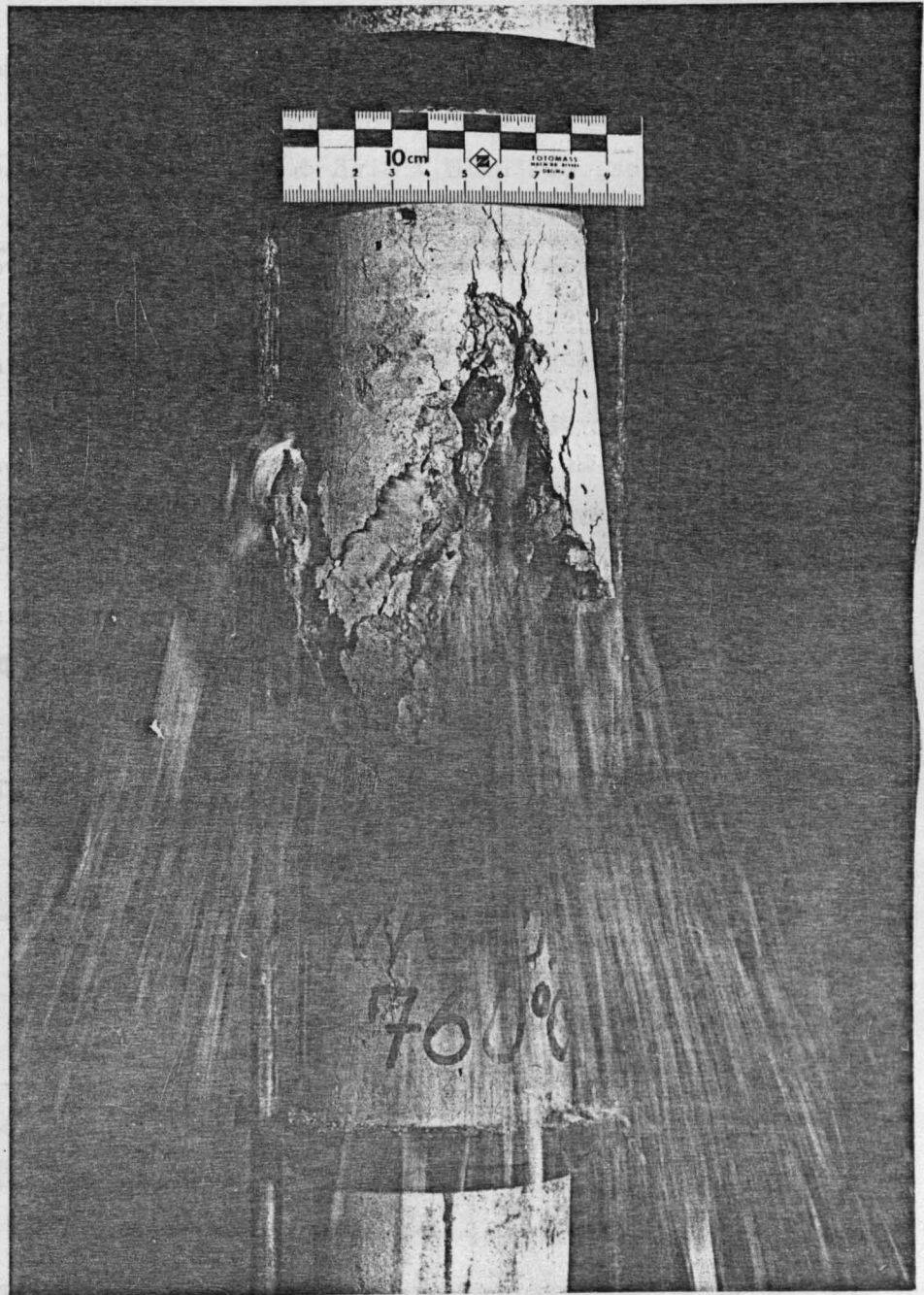


Bild 5: Kegelförmige Bruchausbildung eines beheizten Betonprobe-
körpers im Druckversuch

Auf Bild 6 sind einige Versuchsergebnisse dargestellt. Daraus geht das typische Verhalten des Normalbetons bei hohen Temperaturen hervor: Mit zunehmender Temperatur ist eine deutliche Abnahme von Festigkeit und Elastizität festzustellen, wohingegen die Verformungsfähigkeit bzw. Plastizität erheblich ansteigt. Bei 600 °C sind nach den vorliegenden Messungen Bruchstauchungen in der Größenordnung von 8 ‰ zu erwarten. Dieses Verhalten wird im folgenden näher untersucht. Auf Bild 7 sind deshalb Bruchdehnungen von verschiedenartigen Betonen und hydratisierter Portlandzementpaste in Abhängigkeit von der Temperatur dargestellt. Erwartungsgemäß treten die größten Verformungen bei Probekörpern aus reiner Zementpaste auf. Die demgegenüber verminderte Verformungsfähigkeit des Betons läßt sich weitgehend durch eine Art von Rißbremsung des Zuschlagmaterials erklären, worauf an dieser Stelle jedoch nicht eingegangen werden soll. Es ist bemerkenswert, daß nach den vorliegenden Versuchen die Bruchstauchungen von Normalbeton und Konstruktionsleichtbeton bei hohen Temperaturen keine wesentlichen Unterschiede aufweisen. Offensichtlich spielt die thermisch bedingte Zersetzung der Zementsteinphase hinsichtlich der Plastizität eine entscheidende Rolle, wohingegen die Zuschlagmaterialien diesbezüglich als weitgehend inert anzusehen sind.

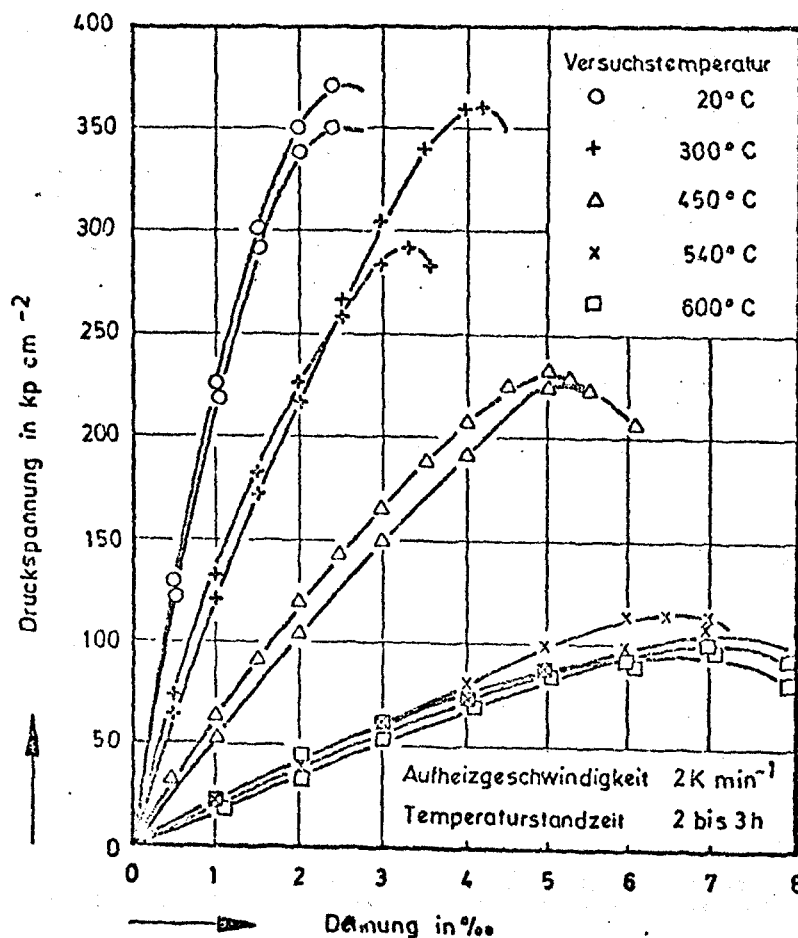


Bild 6: Spannungs-Dehnungs-Diagramm von Normalbeton bei hohen Temperaturen

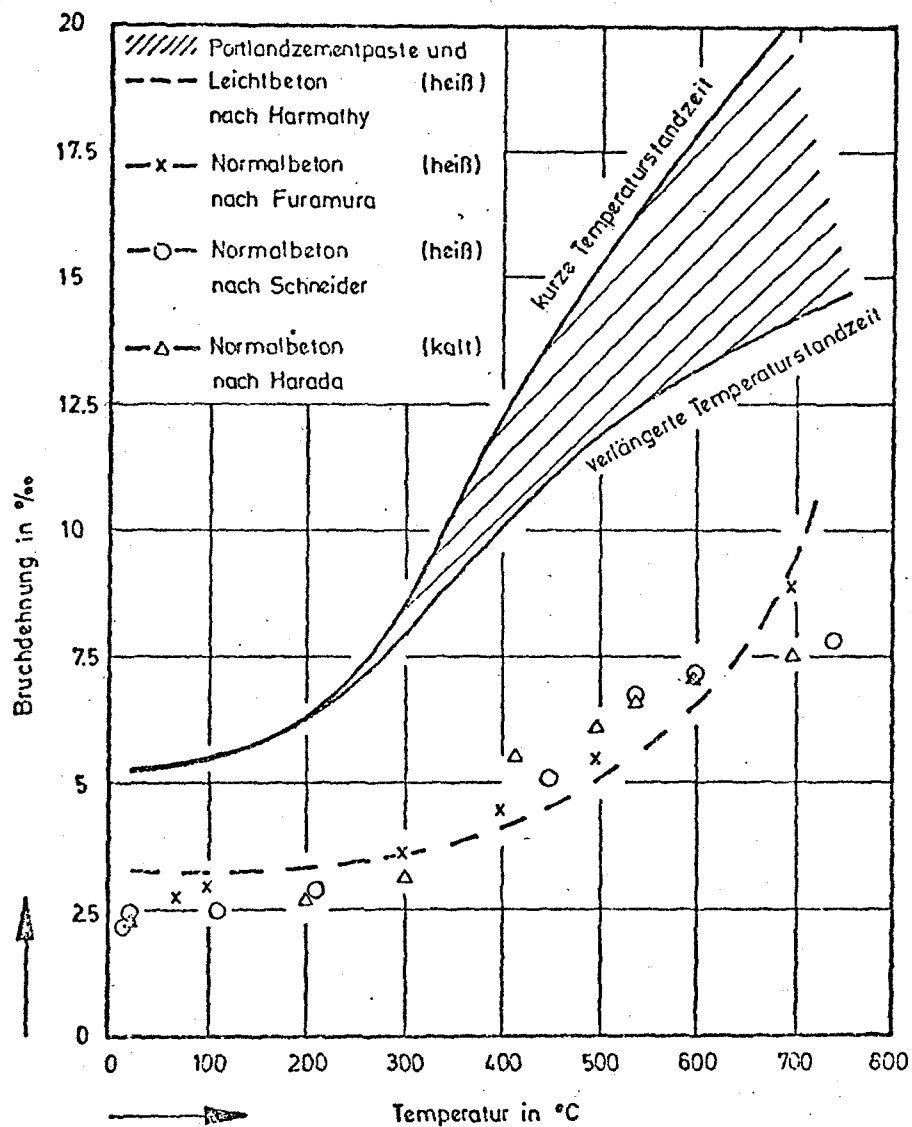


Bild 7: Bruchdehnung von verschiedenen Betonen und Portlandzementpaste bei hohen Temperaturen

Die Größe der Bruchstauchung gilt schon unter Normaltemperatur als ein nur ungefähr zu bestimmender Wert. Unter der zusätzlichen Einwirkung von hohen Temperaturen in Verbindung mit unterschiedlichen Aufheizgeschwindigkeiten und Temperaturstandzeiten werden diese Meßwerte umso unsicherer und stark streuend. Aus theoretischen Gründen ist bei hohen Aufheizgeschwindigkeiten eine Verringerung der Bruchstauchungen zu erwarten.

Nach Harmathy (1966) führt eine verlängerte Temperaturstandzeit bei reinen Portlandzementproben ebenfalls zu kleineren Bruchstauchungen, was durch Entstehung neuer Bindungen während der Stabilisierungsphase der einzelnen Komponenten und Phasen zu begründen wäre. Versuche mit Betonproben haben diese Tendenz jedoch nicht bestätigt. Es ist daher anzunehmen, daß dieser Einfluß insgesamt gesehen nur klein ist und vielfach noch im Rahmen der Meßgenauigkeit, die bei derartigen Messungen überhaupt eingehalten werden kann, liegen dürfte. Eine Verifizierung der angedeuteten Tendenzen kann daher erst nach Schaffung experimenteller Voraussetzungen für Untersuchungen mit noch größeren Meßgenauigkeiten erfolgen.

3.2. Zwängungen bei Erwärmung dehnungsbehinderter Betonproben

Von großem theoretischen Interesse und darüber hinaus von erheblicher praktischer Bedeutung ist die Frage der Relaxation bei hohen Temperaturen. Im Fall instationärer Temperaturbeanspruchung erfährt diese Frage naturgemäß eine wesentliche Erweiterung, weil es dann nicht mehr allein darum geht, eine konstante Verformung während eines im allgemeinen monotonen Spannungsabfalles aufrecht zu erhalten, vielmehr muß zu jedem Zeitpunkt Kompatibilität zwischen thermischer und elasto-plastischer Verformungsgeschwindigkeit hergestellt werden. Dem herkömmlichen Relaxationsproblem überlagert sich somit das Problem des zeitkonform ablaufenden inneren Spannungs- und Verformungsausgleichs in dehnungsbehinderten Bauteilen. Hierüber gibt es - soweit der Stahlbetonbau betroffen ist - nur wenige Untersuchungen an massiven Fertigteilen unter Brandbeanspruchung.

Versuche an Betonprobekörpern mit im wesentlichen homogener Temperaturverteilung während der Aufheizung sind bisher nicht bekannt geworden. Dabei dürften u. a. die damit verbundenen experimentellen Schwierigkeiten eine Rolle gespielt haben. Es ist jedoch von grundsätzlichem Interesse, derartige Untersuchungen durchzuführen: Einerseits lassen sich aus Zwängungsmessungen an kleinen Betonproben unter Umständen schon ausreichende Angaben über die Größenordnung der zu erwartenden Zwängungen in Stahlbetonbauteilen unter Brandbeanspruchung gewinnen, zum anderen können mit dieser Untersuchungsmethode auch wichtige charakteristische Materialeigenschaften des Betons transparent gemacht werden. Dieses ist z. B. für die Aufstellung von Materialgleichungen von grundlegender Bedeutung.

In den hier berichteten Versuchen entsprechend der Versuchsart II (vgl. Bild 1) wurden die Betonprobekörper zunächst einer definierten Anfangsbelastung unterworfen, wobei gleichzeitig die Anfangsverformungen gemessen wurden. Danach wurde mit der Aufheizung begonnen. Durch eine kontinuierliche Veränderung der äußeren Belastung wurde die Anfangsverformung während der gesamten Aufheizphase konstant gehalten, d. h. jegliche thermische Dehnung wurde durch zusätzliche, hydraulisch aufgebrachte Zwängungskräfte verhindert. Auf Bild 8 sind die ermittelten Zwängungen in Abhängigkeit von der Versuchsdauer dargestellt. Man erkennt daran, daß die Zwängungen schon wenige Minuten nach Beginn der Aufheizung erheblich ansteigen und Werte erreichen, die mehr als das Vierfache der Anfangsbelastung betragen können. Bei hoher Anfangsbelastung ist die relative Zunahme in den Zwängungen naturgemäß am geringsten, wohingegen die Absolutwerte der Zwängungskräfte Maximalwerte erreichen. Dieses Verhalten wurde bereits in neueren rheologischen Hochtemperaturuntersuchungen von Kordina et al. (1974) theoretisch begründet, worauf im Abschnitt 5 dieses Berichtes noch näher eingegangen wird.

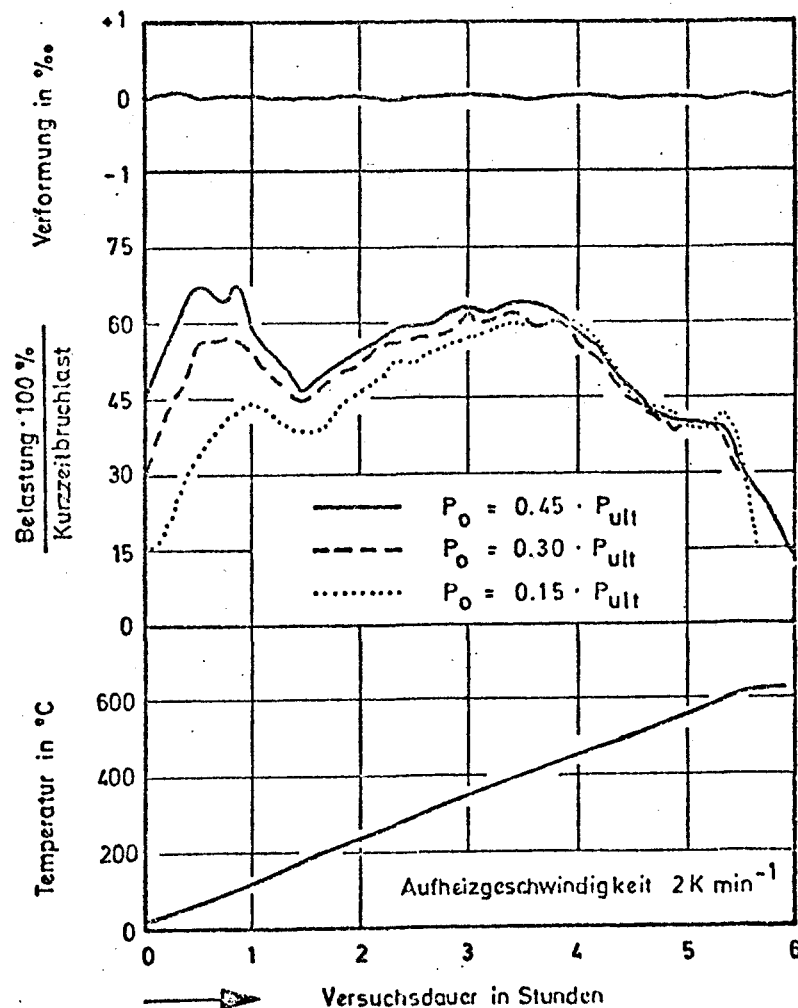


Bild 8: Zwängungskräfte bei beheizten Betonprobekörpern bei vollständiger Dehnungsbehinderung

Die Zwängungsuntersuchungen haben weiterhin ergeben, daß die zeitliche Entwicklung der Zwängungen auch bei linearer Aufheizung keinesfalls kontinuierlich erfolgt, sondern eng mit den im Beton stattfindenden Entwässerungs- bzw. Dehydratationsvorgängen verbunden ist. Aus diesem Grunde nehmen die Zwängungen im Temperaturbereich von 100 bis 200 °C zunächst wieder ab, ein Effekt, der im wesentlichen durch die in diesem Bereich einsetzende Verdampfung des Kapillarwassers und damit in Verbindung stehenden Schwinderscheinungen erklärt werden kann. Bei weiterer Temperaturerhöhung steigen die Zwängungen erneut an und erreichen Maximalwerte, die bei 60 und 70 % der Kurzzeitbruchlast bei Raumtemperatur liegen. Das Maximum der Zwängungskräfte tritt bei Temperaturen um 450 °C auf. Ab 500 °C überwiegen Kriechen und Relaxation, d. h. obwohl die Temperaturen weiter ansteigen, nehmen die Zwängungen laufend ab. Die thermisch bedingte Ausdehnungsgeschwindigkeit wird in dieser Phase von der infolge der thermischen Zersetzung des Betons stark ansteigenden Kriechgeschwindigkeit übertroffen. Allerdings geschieht dies auch nicht kontinuierlich. Bei Verwendung quarzhaltigen Zuschlagmaterials tritt häufig bei 573 °C noch ein kleiner Peak in den Zwängungen auf, der durch die bei dieser Temperatur stattfindende Quarzumwandlung und der damit verbundenen spontanen Volumendehnung erklärt werden kann.

In diesem Zusammenhang sei darauf hingewiesen, daß der zur Verfügung stehende Hochtemperaturprüfstand nur mit Einschränkungen bei den soeben geschilderten Versuchen eingesetzt werden kann, weil die Hydraulikanlage nicht für weggeregelte Verformungsvorgänge ausgelegt ist. Derartige Versuche müssen daher z. Z. noch manuell gesteuert werden, woraus sich hinsichtlich der Anzahl der Versuche und Versuchsdauern erhebliche Einschränkungen ergeben (bei 0,5 k/min Aufheizgeschwindigkeit beträgt die Versuchsdauer für 600 °C Endtemperatur beispielsweise 20 Stunden). Dieses hat zu Überlegungen geführt, den alten Prüfstand durch eine moderne Hydraulikanlage zu erweitern, um Relaxationsversuche im größeren Umfang als bisher durchführen zu können (vgl. Fortsetzungsantrag des Sonderforschungsbereichs, April 1974, S. 90 und 95).

3.3. Gesamtverformung belasteter Betonproben unter instationärer Wärmebeanspruchung

Verformungsmessungen an einachsig belasteten Betonproben unter instationärer Wärmebeanspruchung wurden bisher nur von Weigler und Fischer (1967) durchgeführt. Allerdings waren die von ihnen verwendeten Probekörper relativ klein (50 mm \varnothing und 70 mm lang), so daß eine direkte Übertragung der Meßergebnisse auf massive Betonbauteile nicht ohne Einschränkungen möglich erscheint. Die für die vorliegenden Versuche gewählten Probekörperabmessungen ließen demzufolge verbesserte Ergebnisse erwarten. Auf Bild 9 ist die Gesamtverformung von druckbeanspruchten Betonproben bei Aufheizung mit 2 K min^{-1} dargestellt. Die Probekörper waren während der Versuche mit jeweils 0 bis 60 % ihrer Kurzzeitfestigkeit bei Raumtemperatur belastet. Im Fall $P = 0 \%$ wurde somit nur die thermische Dehnung des Betons gemessen, für $P > 0 \%$ überlagern sich der reinen thermischen Dehnung lastabhängige Verformungsanteile, die letztlich bis zum Versagen der Probe führen.

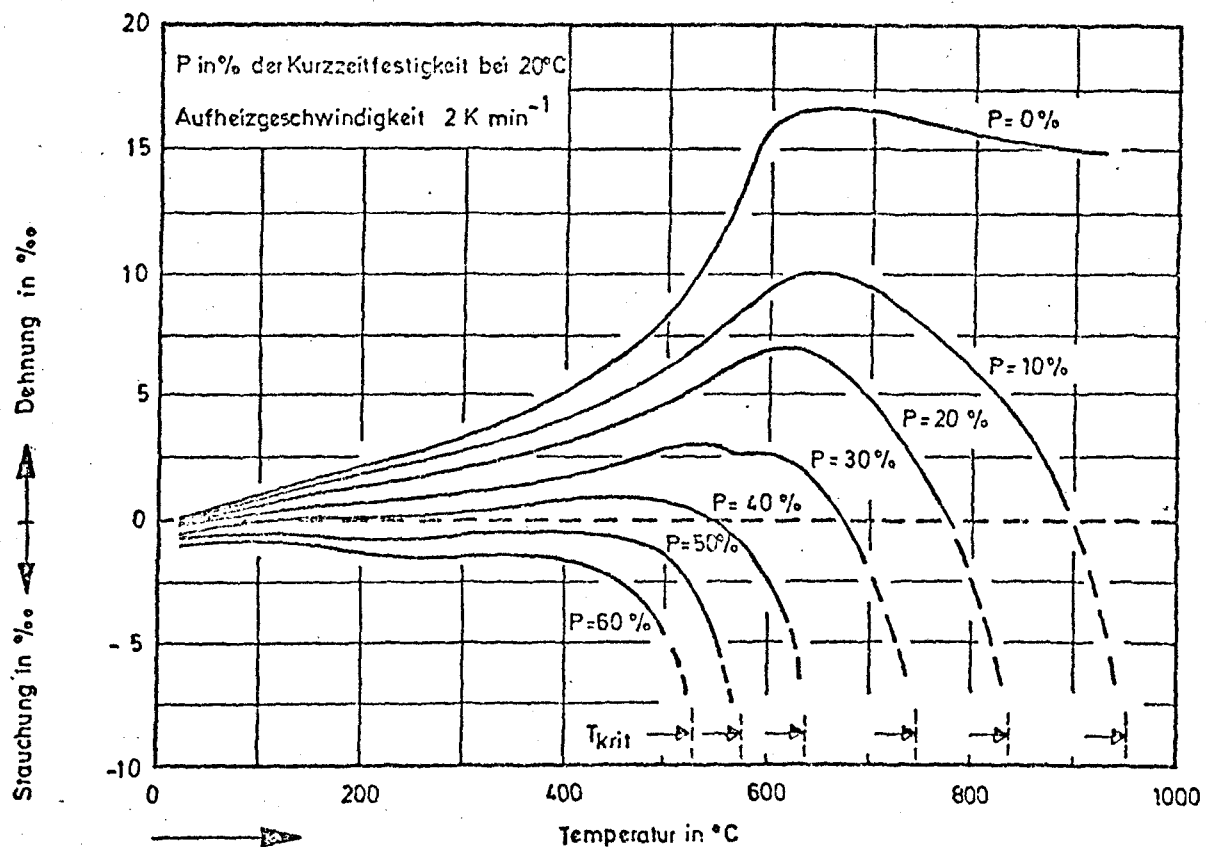


Bild 9: Gesamtverformung von beheizten Betonprobekörpern unter Druckbeanspruchung

Belastete Betonproben zeigen während der Aufheizung demzufolge geringere Verformungen als unbelastete Proben, wobei die Dehnungen mit zunehmendem Belastungsgrad erheblich zurückgehen. Im Bereich von 100 bis 300 °C scheint die Verformungsgeschwindigkeit sogar ein relatives Minimum zu durchlaufen, eine Erscheinung, die ursächlich mit den in diesem Temperaturbereich stattfindenden Entwässerungsreaktionen im Zusammenhang steht. Auf die grundsätzlichen Zusammenhänge zwischen diesen Beobachtungen mit jenen, die bei den vorhergehenden Zwängungsuntersuchungen gemacht wurden (vgl. Abschnitt 3.2), sei hier nur hingewiesen. Das absolute Minimum der Verformungsgeschwindigkeit tritt in Abhängigkeit vom Belastungsgrad bei wesentlich höheren Temperaturen auf, wobei im Bereich um 573 °C bei Betonen mit Quarzzuschlägen manchmal noch gewisse Unstetigkeiten beobachtet werden können. Bei rund 60 % Belastung schwankt die Verformungsgeschwindigkeit bis ungefähr 400 °C um Null, d. h. die gesamte thermische Dehnung wird durch im wesentlichen plastische Verformungen kompensiert. Dieses bestätigt indirekt die Ergebnisse des Abschnittes 3.2, wo festgestellt worden war, daß die Verformungsgeschwindigkeit gegen Null geht, wenn Zwängungskräfte in der Größenordnung von 60 % bis 70 % der Kurzzeitbruchlast auftreten (vgl. Bild 8 und Bild 9).

Bevor ein Versagen der Betonprobe eintritt, nimmt die Verformungsgeschwindigkeit negative Werte an, d. h. obwohl die Temperaturen weiter ansteigen, ist eine thermische Dehnung der belasteten Probe nicht weiter möglich. Die physikalisch und chemisch bedingte Desintegration der Betonstruktur ist in diesem Stadium so weit fortgeschritten, daß der mit zunehmender Fehlordnung verbundene Anstieg der Kriechgeschwindigkeit⁺⁾ alle anderen Geschwindigkeitsanteile übertrifft und letztlich zum Versagen des Betons führt. Beim Erreichen der kritischen Betontemperatur wird die Verformungsgeschwindigkeit theoretisch unendlich groß, d. h. die unter konstanter Belastung stehende, beheizte Betonprobe verliert ihre Tragfähigkeit. Auf Bild 9 sind kritische Betontemperaturen für den hier untersuchten Beton eingezeichnet.

+) Das Kriechen in dieser Phase wird nach Neville als tertiäres Kriechen bezeichnet. Davon zu unterscheiden sind das primäre und das sekundäre Kriechen. Diese zeitabhängigen Verformungen werden in der ersten und zweiten Phase nach einer Lastaufbringung beobachtet und können durch eine degressive bzw. konstante Kriechgeschwindigkeit charakterisiert werden.

Es muß jedoch darauf hingewiesen werden, daß die angegebenen Werte grundsätzlich von Hochtemperaturfestigkeitswerten zu unterscheiden sind, weil diese unter völlig anderen Versuchsbedingungen (im wesentlichen entsprechend Versuchsart I, vgl. Abschnitt 3.1) ermittelt werden. Weiterhin sei erwähnt, daß die kritischen Betontemperaturen naturgemäß mit zunehmender Aufheizgeschwindigkeit ansteigen. Zum besseren Verständnis dieser Beobachtung sei an dieser Stelle aus Platzgründen lediglich auf die entsprechende Literatur hingewiesen.

Die thermische Dehnung des hier untersuchten Betons steigt bis 600°C an und bleibt dann nahezu konstant bzw. nimmt sogar wieder etwas ab. Die maximale Dehnung liegt bei etwa $16\text{ }^{\circ}/\text{oo}$, eine Folge des hohen Quarzanteils im Zuschlagmaterial. Die Messungen stimmen mit den aus der Literatur bekannten Werten gut überein, wobei insbesondere darauf hingewiesen werden sollte, daß auch der reine Quarz oberhalb 600°C einen geringfügigen Rückgang in der Dehnung aufweist. Nach der Abkühlung unbelasteter Betonproben ist im allgemeinen ein irreversibler Dehnungsanteil festzustellen, dessen Größe von der erreichten Maximaltemperatur abhängt. Besonders ausgeprägt ist dieser Verformungsanteil bei Betonen mit Quarzzuschlägen (vgl. Bild 10). Bei wiederholter Aufheizung und Abkühlung ist die Ausdehnung des Betons jedoch weitgehend reversibel, was darauf hindeutet, daß der irreversible Dehnungsanteil nicht nur von der Art des Zuschlagmaterials abhängig ist, sondern auch von den während der erstmaligen Temperaturbeanspruchung des Betons ablaufenden Entwässerungsvorgängen beeinflusst wird.

Bei einigen Versuchen wurde vor Erreichen der kritischen Betontemperatur die Heizung abgeschaltet. Anschließend wurden die Betonproben unter Last im Ofen langsam abgekühlt. Während der Abkühlphase wurden die Stauchungen gemessen. Dabei wurde festgestellt, daß während dieser Abkühlung unter Last Betonstauchungen in der Größenordnung von $10\text{ }^{\circ}/\text{oo}$ auftreten können, ohne daß ein Versagen der Betonproben eintritt. Auf Bild 11 sind die Ergebnisse von solchen Versuchen wiedergegeben. Wie man sieht, hängt die Größe der Betonstauchungen von der erreichten Maximaltemperatur und vom Belastungsgrad ab.

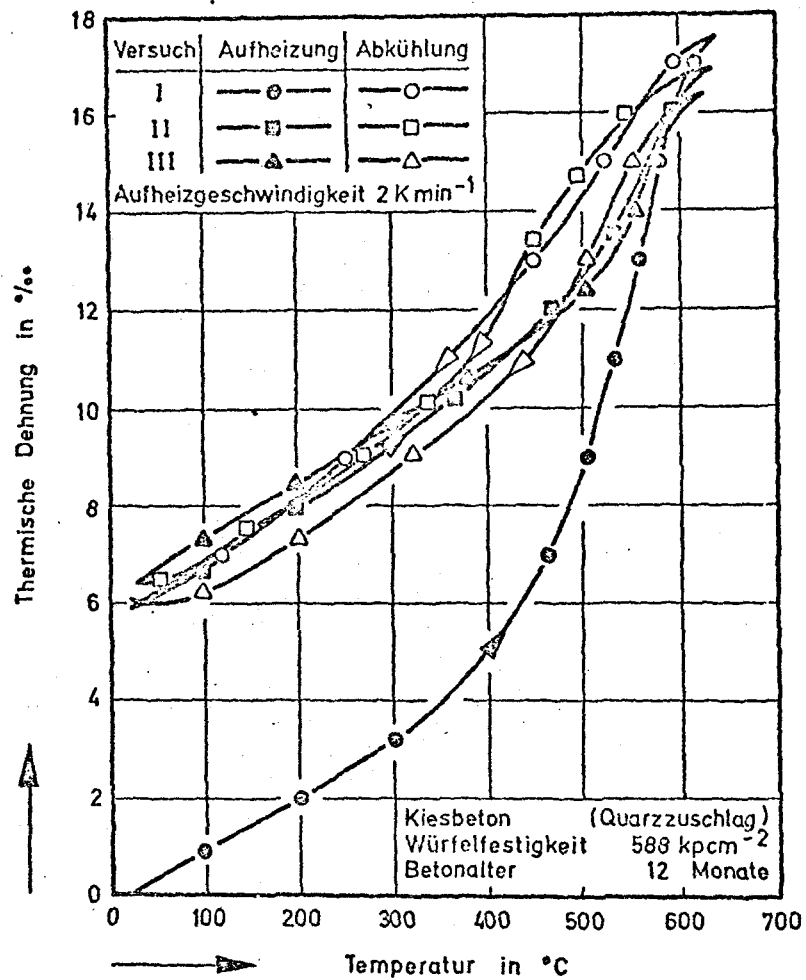


Bild 10: Thermische Dehnung von Normalbeton bei wiederholter Erwärmung und Abkühlung

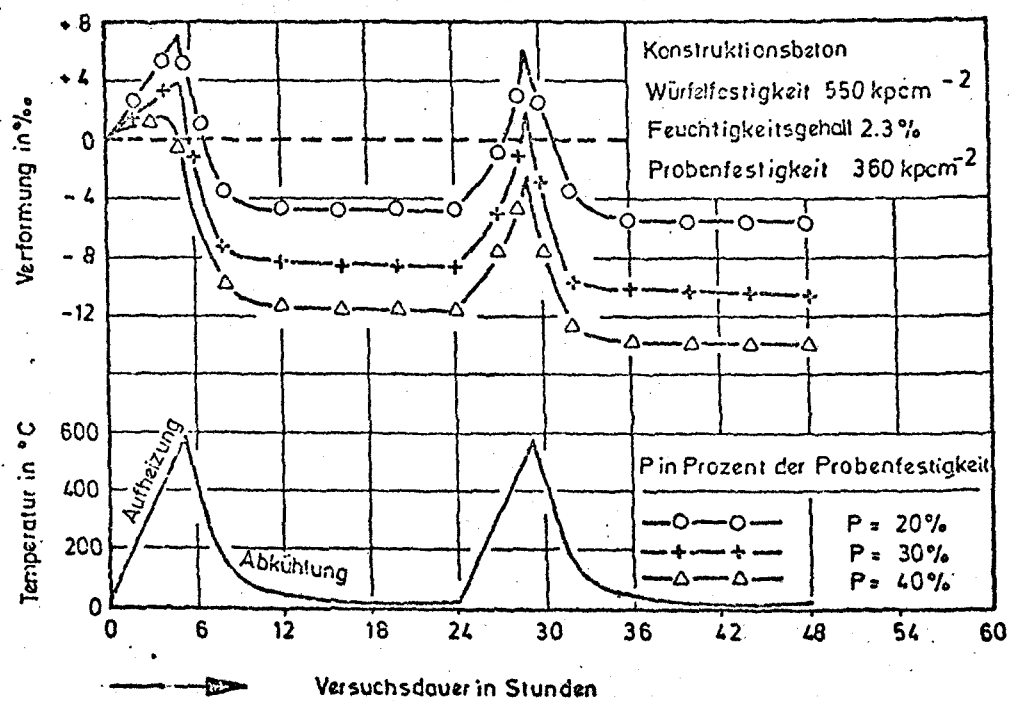


Bild 11: Verformung von periodisch beheizten Betonprobe-
 körnern unter konstanter Belastung

Weiter geht aus Bild 11 hervor, daß während der ersten Aufheizperiode, in Abhängigkeit vom Belastungsgrad, unterschiedliche Betondehnungen auftreten. In der zweiten Aufheizperiode ist das offenbar nicht der Fall! Unabhängig vom Belastungsgrad wurden bis zur Maximaltemperatur von 550°C Dehnungen von rd. $10^{\circ}/\text{oo}$ gemessen. Dieses Verhalten deutet darauf hin, daß in der zweiten Versuchsperiode im wesentlichen nur noch reversible Verformungsanteile gemessen wurden, denen sich lediglich eine verhältnismäßig geringfügige Stauchung (bedingt durch die Rißfortpflanzung) überlagert. Dieses differenzierte Verformungsverhalten des Betons im ersten und zweiten Temperaturzyklus läßt sich nur durch physikalische und chemische Prozesse erklären, die, soweit chemische Umsetzungen betroffen sind, vornehmlich im ersten Temperaturzyklus ablaufen. Das Verformungsverhalten bei hohen Temperaturen bzw. im Brandfall wird demzufolge entscheidend von den im Beton ablaufenden Reaktionen bzw. Entwässerungsvorgängen und damit verknüpften Wärme- und Stofftransportvorgängen beeinflusst, wobei das gesamte im Beton vorliegende Wasser, d. h. sowohl die physikalisch als auch die chemisch gebundenen Wasseranteile von Einfluß zu sein scheinen.

Daß das gesamte im Beton in unterschiedlicher Form vorliegende Wasser für die aufgezeigten Verformungsvorgänge tatsächlich von entscheidender Bedeutung ist, geht aus Bild 12 hervor: Einige Betonproben wurden nach zwei unter konstanter Belastung durchfahrenen Temperaturzyklen (vgl. Bild 12, 1. und 2. Versuch) einer bestimmten Nachbehandlung unterzogen und dann erneut geprüft. Die willkürlich ausgewählten Proben wurden dabei zunächst 7 Tage unter Wasser und daran anschließend 14 Tage im Klimaraum bei 20°C und 65 % relativer Luftfeuchtigkeit gelagert. Während der Wasserlagerung wurde eine Gewichtszunahme von 7 % festgestellt. Der Gewichtsverlust während der daran anschließenden Luftlagerung betrug 2,3 %, so daß während der Nachbehandlung insgesamt 4,7 % Wasser aufgenommen wurden. Diese Wasseraufnahme war zweifellos mit einer gewissen Rehydratation im Zementstein verbunden, darauf hinzielende strukturelle Untersuchungen wurden jedoch nicht durchgeführt, so daß darüber keine genauen Angaben gemacht werden können. Bei der Prüfung derart nachbehandelter Betonproben wurde erneut ein hohes Verformungsvermögen festgestellt (vgl. Bild 12, 3. Versuch). Die Verformungen des 3. Versuches waren beispielsweise mit denen des 1. Versuches durchaus vergleichbar, und erst im 4. Versuch stellten sich wieder ähnliche Verhältnisse wie im 2. Versuch ein, d. h. es wurden im wesentlichen nur noch reversible Verformungsanteile gemessen.

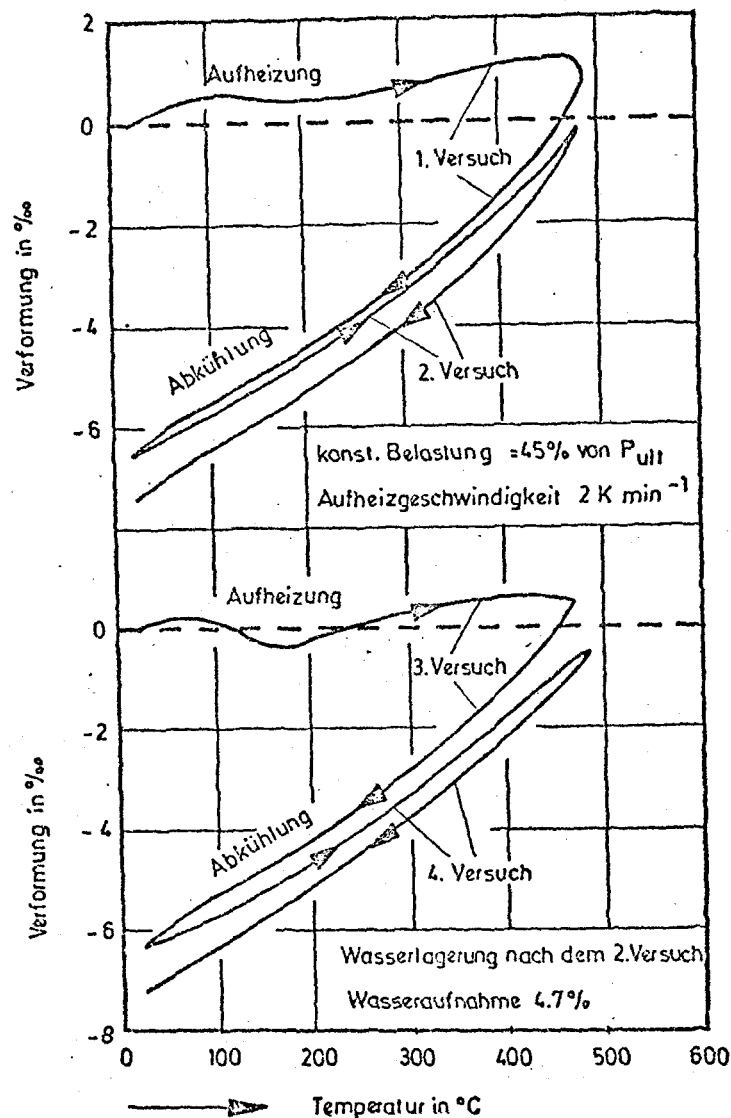


Bild 12: Verformung von periodisch beheizten Betonprobekörpern bei zwischenzeitlicher Wasserlagerung

Es sei noch bemerkt, daß in keinem der hier berichteten Versuche von Bild 11 und 12 ein vorzeitiges Versagen der Betonproben beobachtet wurde, obwohl mehrere Temperaturzyklen bei gleichzeitiger Belastung der Proben durchfahren wurden. Der Beton war jedoch schon nach dem ersten Temperaturzyklus von Rissen durchsetzt und zeigte äußerlich erhebliche Zerstörungserscheinungen. Es wird angenommen, daß die konstante einachsige Druckbelastung zu einer gewissen Materialverdichtung führt, wodurch der innere Reibungsbeiwert der Matrix in vorteilhafter Weise verändert wird, so daß derartig große Verformungen überhaupt erst möglich werden. Haufwerkstheoretische Ansätze sollen demnächst versuchsweise auf dieses Problem angewandt werden, aus denen sich ergeben wird, ob diese Vermutung, bei Einführung sinnvoller Reibungsbeiwerte, bestätigt werden kann.

Bei Bränden in Gebäuden unterliegen die Stahlbetonbauteile im allgemeinen unterschiedlichen Wärmebeanspruchungen. Es stellt sich daher die Frage, welchen Einfluß unterschiedliche Aufheizgeschwindigkeiten auf die Verformung belasteter Betonproben besitzen. Zu erwarten ist, daß sich bei geringen Aufheizgeschwindigkeiten das sogenannte Warmkriechen bzw. Übergangskriechen stärker bemerkbar macht als bei schnellen Aufheizvorgängen.

Auf Bild 13 und 14 sind die Ergebnisse derartiger Untersuchungen dargestellt. Man erkennt daran, daß der Einfluß der Aufheizgeschwindigkeit auf das Übergangskriechen bei geringer Belastung der Probekörper nur klein ist (vgl. Bild 13)

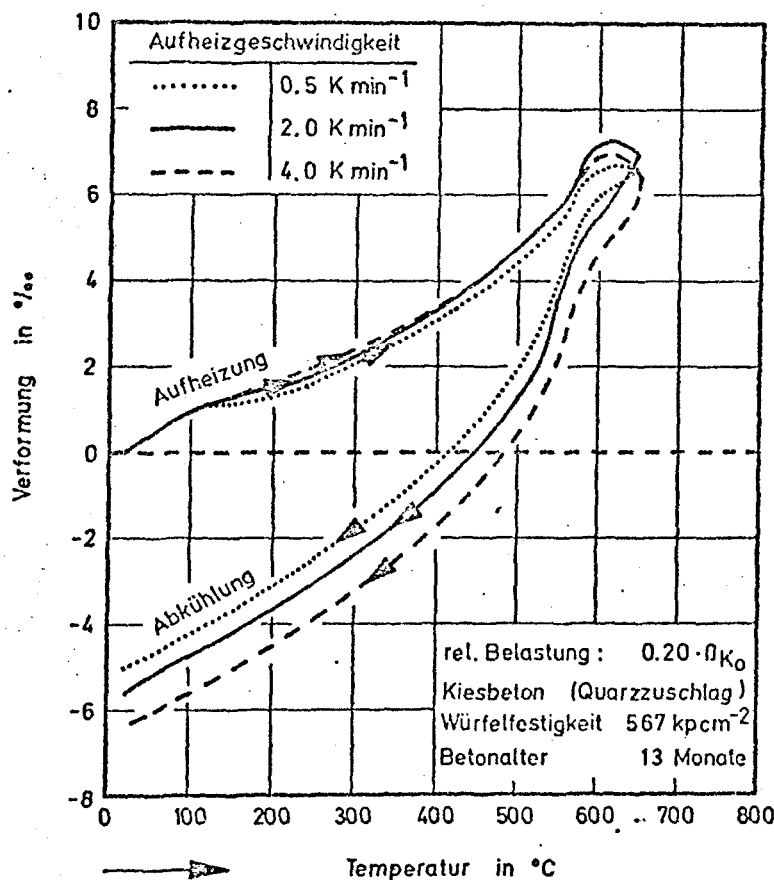


Bild 13: Verformung einachsigt belasteter Betonproben bei unterschiedlichen Aufheizgeschwindigkeiten

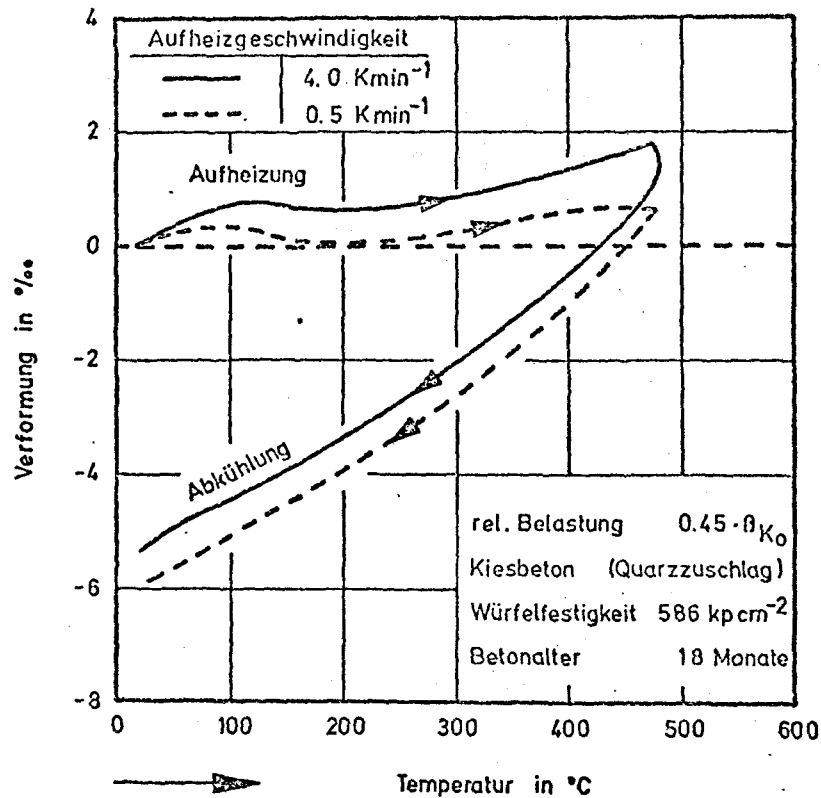


Bild 14: Verformung einachsrig belasteter Betonproben bei unterschiedlichen Aufheizgeschwindigkeiten

bei höheren Ausnutzungsgraden jedoch beachtliche Verschiebungen in den Kriechkurven auftreten können. Insgesamt ist der Einfluß jedoch kleiner als erwartet; denn immerhin unterscheiden sich die Versuchsdauern bei den Versuchen mit $0,5 \text{ K min}^{-1}$ und $4,0 \text{ K min}^{-1}$ um fast eine Zehnerpotenz, so daß mit einem wesentlich größeren Zeiteinfluß gerechnet worden ist. Offenbar ist war das Übergangskriechen jedoch nicht der Zeiteinfluß entscheidend, sondern der Ausnutzungsgrad der Probekörper und die erreichte Temperaturhöhe sind von wesentlich größerer Bedeutung. Diese Beobachtung unterstützt im übrigen Vermutungen, daß die hier diskutierten Verformungsphänomene nicht ohne weiteres mit dem aus der Kontinuumsmechanik entlehnten Begriff "Kriechen" charakterisiert werden können. Offensichtlich werden die bei instationärer Temperaturbeanspruchung auftretenden Verformungsvorgänge durch physikalische und chemische Umsetzungen in Beton maßgeblich beeinflusst, so daß die klassische Definition des

Kriechens für eine zeitabhängige Verformung unter konstanter Last aufgrund der sich sukzessive ändernden strukturellen Voraussetzungen nicht mehr als ausreichend erscheint, um diese komplexe Form zeitabhängiger Verformungsprozesse zu beschreiben. In dem Fortsetzungsantrag zu diesem Teilprojekt ist dieser als besonders wichtig erachtete Fragenkomplex mit einbezogen worden.

3.4. Betrachtung der experimentellen Ergebnisse

Aufgrund der Heterogenität des Betons ist es schwierig, die aus der Kontinuumsmechanik entlehnten Begriffe für das Phänomen der zeitabhängigen Verformung unter konstanter Last und des zeitabhängigen Abfalls der inneren Spannungen bei festgehaltener Verformung - Kriechen und Relaxation - auf seine besondere Verhaltensweise unter gleichzeitig auftretender mechanischer und thermischer Beanspruchung zu übertragen. Naturgemäß wird das Verformungsverhalten des Betons durch die Eigenschaften der am Gesamtsystem beteiligten Einzelkomponenten und Phasen beeinflusst, was im Fall instationärer Wärmebeanspruchung aufgrund der damit verbundenen physikalischen und chemischen Umsetzungen zu äußerst komplexen Erscheinungsformen führt. Schneider (1973) hat darauf hingewiesen, daß die Gesamtverformung von Beton unter Brandbeanspruchung aus 4 bis 5 Einzelverformungen zusammengesetzt werden kann. Allerdings ist es nicht möglich, diese Verformungsanteile im Experiment voneinander getrennt zu ermitteln, so daß über die Größenordnung der verschiedenen Anteile z. Z. noch keine Klarheit besteht.

Für numerische Untersuchungen an Stahlbetonbauteilen unter Brandbeanspruchungen erscheint es zweckmäßig und gangbar, die lastabhängigen und lastunabhängigen Verformungsanteile voneinander zu trennen. Es ist jedoch fraglich, ob es genügt, die lastabhängigen Verformungen allein aufgrund von Messungen im stationären Fall z. B. entsprechend der Versuchsart I nach Abschnitt 3.1. (vgl. Bild 6 und 7) zu bestimmen. Die vorliegenden Untersuchungen deuten darauf hin, daß die im instationären Fall durchgeführten Messungen nach der Versuchsart III (vgl. Bild 9) eher geeignet sind, das Betonverhalten im Hinblick auf Verformungen im Brandfall wiederzugeben. Hierüber sollen in nächster Zeit im Rahmen der Teilprojekte A bzw. B numerische Untersuchungen durchgeführt werden.

Das Übergangskriechen wird aufgrund seiner großen Bedeutung deshalb auch weiterhin eines der Hauptthemen dieses Teilprojektes bleiben. Es ist geplant, Untersuchungen an Betonen mit mineralogisch unterschiedlichen Zuschlagstoffen durchzuführen, um die gegenseitige Beeinflussung von Zuschlag- und Matrixmaterial zu studieren. Außerdem ist es von grundsätzlichem Interesse, Betone anderer Zusammensetzung zu untersuchen, wobei vor allem andere Zementsorten - z. B. Hochofenzemente - zur Anwendung kommen sollten, aber auch bei Konstruktionsleichtbetonen wäre ein anderes Verhalten möglich, weil diese sich aufgrund ihrer Porenstruktur und des geringen E-Moduls der Leichtzuschläge ganz wesentlich von den Konstruktionsnormalbetonen unterscheiden.

Soweit die vorliegenden Messungen mit aus der Literatur bekannten Werten verglichen werden konnten, ergaben sich gute Übereinstimmungen. Interessant und von praktischer Bedeutung ist die Feststellung, daß die Bruchstauchungen der hier untersuchten Normalbetone und Leichtbetone bei hohen Temperaturen ungefähr die gleiche Größe besitzen. Auf die bei derartigen Messungen auftretenden Streuungen sei in diesem Zusammenhang jedoch ausdrücklich hingewiesen.

Der Frage der Zwängungen wird im Hinblick auf Kräfteumlagerungen bei Gebäudebränden besondere Bedeutung beigemessen. Es ist deshalb auch geplant, die Untersuchungen auf diesem Gebiet verstärkt fortzusetzen und diese im Rahmen eines anderen Teilprojektes auch durch Großversuche an dehnungsbehinderten Stahlbetonplatten zu ergänzen. Die hier vorgelegten Messungen deuten darauf hin, daß im Brandfall die Zwängungen in dehnungsbehinderten Bauteilen u. U. ein Maximum durchlaufen und daran anschließend wieder abnehmen, ohne daß es unbedingt zum Versagen der Bauteile kommen muß. Allerdings kommt dieser Effekt nach den vorliegenden Messungen erst bei mittleren Betontemperaturen von über 450 °C zum Tragen, d. h. in einem Bereich, in dem die Stahlbewehrung im allgemeinen bereits die Fließtemperatur erreicht und die Tragfähigkeit der Stahlbetonbauteile schon aus diesem Grunde nicht mehr gewährleistet ist.

4. Theoretische Untersuchungen

Im Hinblick auf die Zielsetzung des Teilprojektes schien es sinnvoll, die experimentellen Hochtemperaturuntersuchungen an Betonen durch geeignete theoretische Arbeiten zu ergänzen, um über die empirischen Ergebnisse hinaus zu einem in sich geschlossenen Werkstoffmodell zu gelangen, das sowohl den theoretischen als auch den praktischen Erfordernissen entspricht. Dazu war es erforderlich, die mechanischen Untersuchungen durch mineralogische und thermochemische Arbeiten zu ergänzen, wobei z. T. auf die in Teilprojekt E durchgeführten Grundsatzuntersuchungen zurückgegriffen werden könnte und nur in Einzelfällen separate Untersuchungen erforderlich wären. Hierzu gehört beispielsweise eine Reihe von thermogravimetrischen Untersuchungen, die im Hinblick auf die Ermittlung der Aktivierungsenergie von thermisch beanspruchten Normalbetonen durchgeführt wurde, worauf an dieser Stelle jedoch nur hingewiesen werden soll.

Die Bestimmung der Aktivierungsenergie ist nach den im Rahmen dieses Teilprojektes in Zusammenarbeit mit dem Projekt E entwickelten Modellvorstellungen von grundsätzlicher Bedeutung, weil daraus konkrete Aussagen über das Festigkeitsverhalten von Betonen bei hohen Temperaturen gewonnen werden können. Im folgenden werden die Grundzüge des neu entwickelten Hochtemperaturmodells erläutert, hinsichtlich einer ausführlichen Darstellung sei auf die Arbeit von Schneider (1973) hingewiesen:

Eines der wichtigsten Ergebnisse der neueren Betonforschung ist die Tatsache, daß die Änderung der mechanischen Eigenschaften des Normalbetons im Brandfall im wesentlichen auf der Wirkung physikalischer und chemischer Prozesse beruht und Gefügezerstörungen, z. B. durch unterschiedliche Wärmedehnzahlen der beteiligten Komponenten und Phasen, nur von geringer Bedeutung sind. Aufgrund dieser Erkenntnis lag es nahe, den Einfluß einer thermischen Beanspruchung auf die Betonstruktur mit Hilfe der aus der physikalischen Chemie - und hier insbesondere der Reaktionskinetik - bekannten Beziehungen zu beschreiben. Abbildung 15 zeigt das prinzipielle Temperaturverhalten des zugrunde gelegten Festigkeitsmodells. Vom theoretischen Standpunkt muß mit zunehmender Aufheizgeschwindigkeit der Einfluß der Temperaturhöhe auf den Festigkeitsabfall geringer werden, weil die Zersetzungsreaktionen im Beton mit endlicher Geschwin-

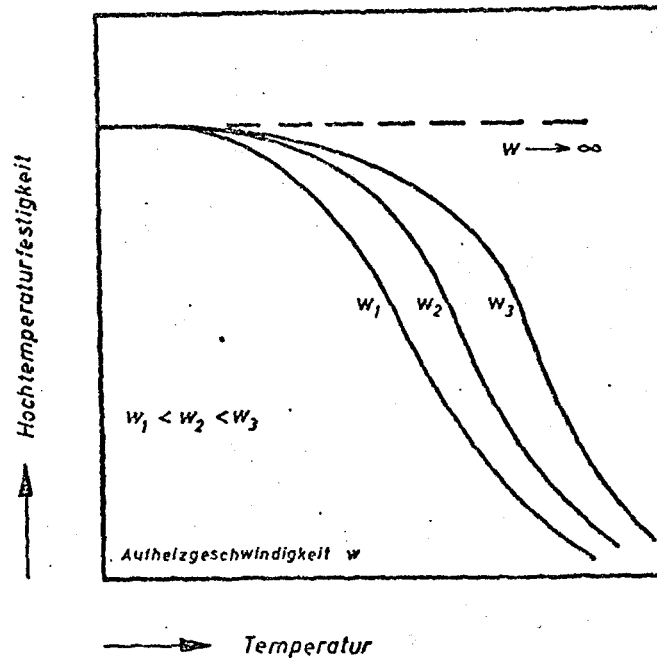


Bild 15: Abhängigkeit der Betonfestigkeit von der Aufheizgeschwindigkeit und der Temperatur

digkeit ablaufen und somit eine zeitliche Verzögerung, z. B. bis zum Versagenszeitpunkt, eintritt. Im Extremfall der unendlich großen Aufheizgeschwindigkeit müßte dann der Temperatureinfluß sogar völlig verschwinden. Dieser Fall muß jedoch allein schon aus thermodynamischen Gründen ausgeschlossen werden, weil eine unendlich große Aufheizgeschwindigkeit auch ein unbegrenztes Wärmeangebot voraussetzt.

Für die mathematische Formulierung des Problems sind zunächst zwei Dinge notwendig:

1. muß ein formaler Zusammenhang zwischen dem Festigkeitsverlust des Betons und den in ihm stattfindenden Zersetzungsreaktionen gefunden werden, und
2. muß der Mechanismus der Reaktionen bekannt sein, d. h. es ist die Reaktionsordnung anzugeben.

Die Betonforschung ist z. Z. noch nicht so weit fortgeschritten, um diese Fragen vollständig zu beantworten. Die entwickelten Ansätze stützen sich deshalb auf einige physikalische Grundgesetze, deren Gültigkeit allgemein unbestritten ist und deren Anwendung im Zusammenhang mit dem hier untersuchten Problem in voller Übereinstimmung mit den aus der Betontechnologie bekannten empirischen Erfahrungen steht: Der Zusammenhang zwischen Festigkeitsverlust und Massenumsatz infolge der Zersetzung des Betons wurde im Modell in Form einer Approximation 1. Ordnung vorgegeben. Weiterhin wurde davon ausgegangen, daß alle Reaktionen nach der 1. Ordnung ablaufen, wobei die Temperaturabhängigkeit der Reaktionsgeschwindigkeit durch die Arrhenius'sche Beziehung berücksichtigt wird. Als Nebenbedingung wurde eine lineare Aufheizung des Betons vorausgesetzt, was bezüglich der Theorie jedoch keine Einschränkung der Allgemeingültigkeit ergab.

Aus den allgemeinen Gleichungen konnte eine differentielle Festigkeitsbeziehung für Beton unter thermischer Beanspruchung abgeleitet werden. Unter gewissen vereinfachenden Annahmen ließ sich die Differentialgleichung integrieren, und eine analytische Lösung konnte angegeben werden. Bild 16 zeigt die theoretisch ermittelte Hochtemperaturfestigkeit von Normalbeton.^{+) Als Parameter}

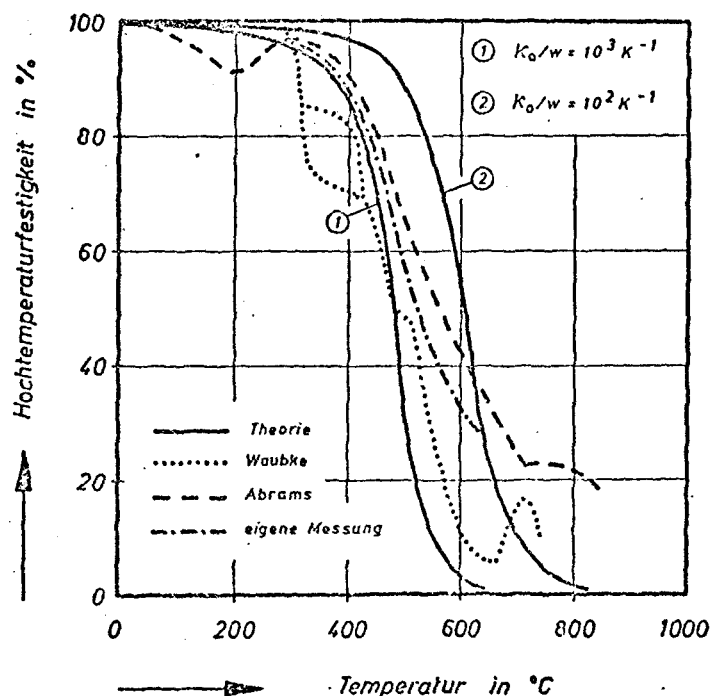


Bild 16: Berechnete und experimentell ermittelte Hochtemperaturfestigkeit von Normalbeton

^{+) zusätzlich sind auf dem Bild 16 einige Versuchsergebnisse von verschiedenen Forschern angegeben.}

wurde das Verhältnis Frequenzfaktor/Aufheizgeschwindigkeit eingeführt, während die Aktivierungsenergie Q aufgrund von theoretischen und experimentellen (thermogravimetrischen) Untersuchungen abgeschätzt wurde.

Aus der Abbildung geht deutlich die erwartete Aufspaltung der Festigkeitskurven hervor. Weiterhin ist zu erkennen, daß der Festigkeitsverlust bei niedrigen Temperaturen zunächst nur langsam, daran anschließend aber sehr schnell und im oberen Temperaturbereich wieder etwas langsamer eintritt. Dieses steht in voller Übereinstimmung mit dem hypothetischen Festigkeitsmodell und wird darüber hinaus von empirischen Untersuchungen bestätigt. Der gefundene Funktionstyp gibt die in der Praxis infolge thermischer Beanspruchung auftretenden Veränderungen der mechanischen Eigenschaften von Normalbetonen demnach qualitativ, teilweise sogar quantitativ sehr gut wieder. Das vorgeschlagene Modell kann daher zu einer neuartigen Beschreibung des Materialverhaltens herangezogen werden, wobei eine Anwendung auf andere (verwandte) Baustoffe ohne weiteres denkbar ist.

5. Ausblick

Ein großer Teil der in diesem Teilprojekt erzielten Ergebnisse ist bereits direkt in die Teilprojekte A bzw. B, die auf eine rechnerische Vorhersage des Brandverhaltens von Stahlbetonbauteilen hinarbeiten, eingeflossen. Jedoch könnten auf dem Gebiet der Verformungskennwerte des Betons bei hohen Temperaturen bisher noch nicht alle Fragen geklärt werden, und weitere Untersuchungen sind dringend erforderlich. Neben den experimentellen Arbeiten scheint es unbedingt notwendig, zukünftig weitere theoretische Untersuchungen durchzuführen, weil die Deutung und Analyse der gefundenen experimentellen Ergebnisse nur unter Zugrundelegung geeigneter Werkstoffmodelle möglich und sinnvoll erscheint.

Soweit es das Festigkeitsverhalten des Betons betrifft, wurde ein dementsprechendes Modell bereits entwickelt und im Abschnitt 4. dieses Berichtes kurz skizziert. Verformungsmodelle, die die besonders komplexe Form der zeitabhängigen Verformungsprozesse eines gleichzeitig instationär erwärmten und mecha-

nisch beanspruchten Betonquerschnittes wiedergeben, sind dagegen erst in Ansätzen erkennbar. Insbesondere sei hier auf die von Kordina et al. (1974) vorgelegte Arbeit "Zur Hochtemperaturrheologie von Normalbeton" hingewiesen. Darin wurde gezeigt, daß durch eine Modifizierung bekannter rheologischer Modelle spezielle Hochtemperaturmodelle entwickelt werden können, die den Vorzug haben, das Verformungsverhalten des Betons nicht nur bei konstanter erhöhter Temperatur wiederzugeben, sondern darüber hinaus auch im Fall veränderlicher Temperaturen zur Beschreibung der Materialeigenschaften herangezogen werden können. Insbesondere scheint es möglich, auch unstetige Veränderungen des Werkstoffs - wie sie beispielsweise im Beton eine entscheidende Rolle spielen - mit derartigen Modellen zu erfassen.

Die theoretischen Arbeiten sollen im neuen Förderungszeitraum verstärkt fortgesetzt werden. Neben der Entwicklung geeigneter Modellvorstellungen wird es jedoch auch darauf ankommen, die Hochtemperaturmodelle nicht nur theoretisch zu analysieren, sondern diese, soweit es möglich erscheint, auch praktisch zu realisieren. Es ist daran gedacht, Materialsituationen und -reaktionen an ausgeführten Modellen zu simulieren, wobei Untersuchungen an Analog-Modellen auf mechanischer Basis ebenso zweckmäßig und durchführbar erscheinen wie solche an Modellen aus elektrischen Bauelementen. Hier eröffnet sich eine neue Anwendung herkömmlicher rheologischer Materialforschung, die zu einem bedeutenden Hilfsmittel auch bei den Bemühungen um ein besseres Verständnis des Verformungs- und Tragverhaltens brandbeanspruchter Stahlbetonbauteile und -konstruktionen werden könnte.

6. Literaturverzeichnis

- Abrams, M.S.: Compression strength of concrete at temperatures to 1600 F, ACI, SP 25-2, (1969).
- Akhtarruzaman, A.A.: The effect of transient and steady state temperature on concrete. Ph. P. Thesis, University of London, (1973)
- Cruz, C.R.: Elastic properties of concrete at high temperatures. J. PCA. Research and Development Laboratories, Vol. 8, Nr. 1, S. 37 ff, (1966).
- Cruz, C.R.: Apparatus for measuring creep of concrete at high temperatures. J. PCA, S. 36 ff, (1968).
- Davis, H.S.: Effect of high-temperature exposure on concrete. Mat. Res. + Stand., Vol. 7, No. 10, S. 452 ff, (1967).
- Dougill, J.W.: An investigation into the residual compressive strength of concrete after exposure to high temperature. M. Sc.-Thesis, University London, (1960).
- Gross, H.: On high-temperature creep of concrete. 2nd Int. Conf. on Struct. a. Mech. in Reactor Techn., Vol. 3, Part H 6/5, Berlin, (1973).
- Harada, T.: Fire resistant properties of concrete with varying rock characters of aggregate (Persönliche Mitteilung an Prof. Kordina, unveröffentlicht), (1971).
- Harmathy, T.Z., u. Berndt, J.E.: Hydrated Portland cement and lightweight concrete at elevated temperatures. J. ACI, No. 63-4, S. 93 ff, (1966).
- Kordina, K., Schneider, U., u. Waubke, N.V.: Zur Hochtemperaturrheologie von Normalbeton. Schriftenreihe des SFB, Heft 3, S. 112/37, (1974).
- Malhotra, H.L.: The effect of temperature on the compressive strength of concrete. Magazine of Concrete Research 8, 23, S. 84 ff, (1956).
- Marechal, J.C.: Le fluage du béton en fonction de la température. Rilem Colloquium, (1968).
- Marechal, J.C.: Variations in the modulus of elasticity and poisson's ratio with temperature. ACI Int. Sem. on CNR, Berlin, (1970).
- Philleo, R.: Some physical properties of concrete at high temperatures. J. ACI, No. 54 - 47, S. 857 ff, (1958).

- Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen. Dissertation TU Braunschweig, (1973).
- Sullivan, P.J., and Poucher, M.P.: The influence of temperature on the physical properties of concrete and mortar in the range 20°C to 400°C. Symposium ACI, Detroit, S. 103 ff, (1971).
- Thelandersson, S.: Effect of high temperatures on tensile strength of concrete. Inst. of Techn., Lund, (1971).
- Thelandersson, S.: Bericht - vorgetragen auf dem 11. CIB WG 14-Meeting, Braunschweig, (1974).
- Waubke, N.V.: Über einen physikalischen Gesichtspunkt der Festigkeitsverluste von Portlandzementbetonen bei Temperaturen bis 1000 °C. Schriftenreihe des SFB 148, Heft 2, S. 1 ff, Braunschweig, (1973).
- Weigler, H., und Fischer, R.: Beton bei Temperaturen von 100 bis 750 °C. Mehmel-Festschrift. Beton-Verlag G.m.b.H., Düsseldorf, S. 87 ff, (1967).
- Zoldners, N.G.: Effect at high temperatures on concrete incorporating different aggregates. Proc. ASTM 60, S. 1087 ff, (1960).

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Projektbereich C 1

Kennwort: Brandphänomene

Beteiligte Wissenschaftler:

Prof. Dr. techn. Doležal

Dipl.-Ing. Hoffmann

Dipl.-Ing. Dobbernack

Dipl.-Ing. Hönig

Fortschrittsbericht für den Zeitraum 1973 - 1974

Bezug: Antrag vom 28. 2. 1972, Seiten 63 - 70

Bericht des Teilprojektes C1 im SFB 148 über den Zeitraum
1.7.1973 - 1.10.1974

Teilprojekt C1: Die Feuerwiderstandsdauer von Bauteilen bei natürlichen Bränden. Zusammenhänge zwischen Brandwirkung bei natürlichen Bränden und dem Normbrand.

I n h a l t s v e r z e i c h n i s

1. Einleitung
2. Betrachtung zur Prüfungsmethode nach DIN 4102
3. Der natürliche Brand
 - 3.1 Studie über den Brand eines brennbaren Zylinderbündels
 - 3.2 Vermuteter Ablauf des Brandes bei Fremdbeflammung
 - 3.2.1 Der Zündvorgang
 - 3.2.2 Die Verbrennung
4. Die Versuchseinrichtung
 - 4.1 Aufbau der Versuchseinrichtung
 - 4.2 Versuchsablauf
5. Vorläufiges Arbeitsprogramm
6. Zusammenfassung und Ausblick
7. Literaturverzeichnis

1. Einleitung

Langfristiges Forschungsziel des Sonderforschungsbereiches "Brandverhalten von Bauteilen" ist die Gewinnung von Kenntnissen auf dem Gebiet des Verhaltens von Bauwerken unter Brandbeanspruchung einschließlich der damit im Zusammenhang stehenden Fragen der Sicherheit und des Hochtemperaturverhaltens der Konstruktionsbaustoffe. In dieses Anliegen werden notwendigerweise die Fragen der Temperaturentwicklung und -ausbreitung im Brandfall einbezogen.¹⁾

Thermodynamische Untersuchungen über das Verhalten von Bauteilen bei Bränden und den Brand selbst wurden bisher, wie der Literatur zu entnehmen ist, vorwiegend experimentell durchgeführt. Die weniger theoretischen Arbeiten, die sich etwas eingehender mit den hier auftretenden Problemen des Wärme- und Stofftransportes beschäftigen, berücksichtigen die beim natürlichen Brand stattfindenden instationären Vorgänge und die damit verbundenen Randbedingungen nicht [Ehm 1972; Ehm, Hoeck 1967; Knublauch 1972; Seeger 1970; Symposium No. 2 1967; Thomas 1961, 1970].

So trat Mitte 1973 das Institut für Wärme und Brennstofftechnik, das umfangreiche Erfahrung auf dem Gebiet der dynamischen Prozesse beim Wärmetransport besitzt, dem Sonderforschungsbereich 148 mit dem Teilprojekt C1 bei, um eine theoretische und experimentelle Untersuchung des natürlichen Brandes, der dabei auftretenden Wärmeentwicklung und -ausbreitung, sowie der Wärmebeaufschlagung von Bauteilen in Angriff zu nehmen. Die Ergebnisse sollen unter Berücksichtigung der Erkenntnisse der Verbrennungsforschung und aller wesentlichen Parameter in mathematischen Modellen zum natürlichen Brand zusammengefaßt werden, die dann der Erweiterung und Vervollkommnung der übrigen Teilprojekte dienen sollen.

Bisher erfolgte die Untersuchung des Bauteilverhaltens unter Brandbeanspruchung im wesentlichen nach der Norm DIN 4102, auf die im folgenden kurz eingegangen wird.

¹⁾ Fortsetzungsantrag des SFB 148 für die Haushaltsjahre 1975-1977
S. 8.

2. Betrachtungen zur Prüfungsmethode nach DIN 4102 Blatt 2

In der zur Zeit gültigen Fassung der DIN 4102 vom Februar 1970 werden in Blatt 2 Untersuchungsmethoden zur Ermittlung der hier definierten Feuerwiderstandsdauer angegeben [DIN 4102, 1970]. Diese Methoden setzen für die Prüfung voraus, daß die zu prüfenden Bauteile in Abmessungen, Konstruktion, Werkstoff, Ausführungs- und Einbauart der praktischen Anwendung entsprechen müssen. Sollten ihre Abmessungen eine Prüfung des Gesamtteiles ausschließen, so müssen Probekörper mit vorgeschriebenen Mindestabmaßen verwendet werden.

Nach einer Vorbehandlung werden die Prüfkörper in einem mit Heizöl EL oder Dieselöl beheizten Brandraum beflammt, dessen mittlere Raumtemperatur nach der angegebenen Einheitstemperaturkurve gefahren werden soll, wobei die Messung dieser Temperatur - Zeit - Kurve mit Thermoelementen erfolgt.

Die am Prüfling gewonnenen Ergebnisse werden zur Beurteilung der Widerstandsfähigkeit gegen Feuer herangezogen und die Bauteile in die entsprechenden Feuerwiderstandsklassen eingeteilt.

Die Betrachtung dieser Prüfmethode zeigt, daß in der Norm Angaben fehlen, die zu eindeutig definierten Wärmeübertragungsverhältnissen führen würden (s. dazu [Knublauch, 1972]), wie:

1. Abmessungen des Brandraumes und thermische Eigenschaften der Wände, so daß je nach Ausführung des Brandraumes ein anderes Wärmeübertragungsverhalten des Raumes und des darin vorhandenen Bauteiles vorliegt. Da die Wärmespeicherefähigkeit der Wände und die Abmessungen des Raumes den Wärmeübergang durch Strahlung und Konvektion beeinflussen, ist die Oberflächentemperatur des Prüfstücks nicht definiert.

2. Lage, Art und Betriebsparameter des Brenners, da Flammen- und Rauchgasführung im Brandraum sowie Brennstoffgemisch- und Abgaszusammensetzung die Verbrennung und das Strahlungsverhalten von Flamme und Abgas beeinflussen. Ohne genaue Festlegung dieser Bedingungen kann der konvektive Wärmeübergang wegen unterschiedlicher Strömungsgeschwindigkeiten im Brandraum mit verschieden starker Intensität ablaufen.
3. Lage des Prüfstücks im Brandraum, weil auch diese Bedingung den Wärmeübergang durch Konvektion und Strahlung beeinflusst, da die Flammen- bzw. Rauchgasführung um das Prüfstück nicht definiert ist.
4. Die mit der in Abschnitt 5.1 angegebenen Prüfmethode von verkleinerten Probestücken ermittelten Feuerwiderstandsdauern können nicht unmittelbar auf die Großausführung übertragen werden, da die Gesetze der Ähnlichkeitslehre, z.B. die Fourier'sche Kennzahl

$$Fo = \frac{at}{L^2},$$

die für die Ähnlichkeitsbeziehungen bei der Wärmeleitung gilt, nicht eingehalten werden. Danach muß sich bei Änderung der Geometrie und gleichen Stoffeigenschaften die Zeit ebenfalls ändern und zwar mit dem Quadrat der charakteristischen Länge L.

5. Lage des Kamins und Aufbau des Rauchgasabzuges, da die Führung des Rauchgasstromes nicht definiert ist, obwohl sie Wärme- und Stofftransport entscheidend beeinflusst.
6. Meßmethoden zur Ermittlung der Brandraumtemperatur, da das vorgeschriebene Messen der Versuchsraumtemperatur mittels nicht abgeschirmter Thermoelemente zu beträchtlichen Meßfehlern führen kann.

Aus diesen Gründen folgt, daß die Einheitstemperaturkurve zwar die zeitliche Temperaturänderung im Raum angibt, aber nicht als Maß für die an das Bauteil übergehende Wärme bzw. für dessen jeweiligen Temperaturzustand angesehen werden kann.

Die Einarbeitung der o.a. Bedingungen in die Norm ist eine wärmetechnische Aufgabe. Allerdings stellt sich hierbei die Frage, inwieweit auch bei Berücksichtigung dieser Bedingungen der Normbrand Aufschlüsse über das Verhalten von Bauteilen beim natürlichen Brand geben kann. Dazu ist erforderlich, Entstehung und Ausbreitung von natürlichen Bränden unter verschiedenen Aspekten zu untersuchen, woran sich die Untersuchung des Bauteilverhaltens beim natürlichen Brand anschließen muß. Erst danach wird es möglich sein, einen Vergleich des Normbrandversuches mit dem natürlichen Brand herzustellen.

3. Der natürliche Brand

Der natürliche Brand wurde bereits von einigen Wissenschaftlern untersucht [Butcher u.a. 1966; Ehm, Arnault 1969; Harmathy 1972; Thomas 1963; Schneider 1973], ohne allerdings entscheidende Aufschlüsse über die tieferen Hintergründe seiner Entstehung und Entwicklung geben zu können. Übereinstimmend macht die Vielzahl der vorhandenen Parameter ernsthafte Schwierigkeiten bei einer systematischen Untersuchung des Problems.

Die beim natürlichen Brand ablaufenden Vorgänge lassen sich prinzipiell in zwei große Bereiche einteilen:

- a) Wärme- und Stofftransport
- b) Reaktionskinetik

Beim Wärmetransport sind drei Übertragungsmöglichkeiten zu beachten: Leitung, Konvektion und Strahlung, die nicht widerstandslos erfolgen können, so daß die Frage nach den Transportwiderständen eine entscheidende Rolle spielt [Gröber, Erk, Grigull 1963].

Während die Strömungsverhältnisse den konvektiven Transport beeinflussen und außerdem an dem brennbaren Körper eine Grenzschicht entstehen lassen, in der Wärmeleitung erfolgt, hängt der Wärmetransport durch Strahlung von der Verteilung der brennbaren Teile, ihrer Oberflächenbeschaffenheit und bei Gasstrahlung von der Zusammensetzung der den Körper umspülenden Rauchgase ab. Der Stofftransport erfolgt analog dazu konvektiv und durch Diffusion. Der konvektive Stofftransport hängt ebenfalls von den Strömungsverhältnissen ab, während der Transport durch Diffusion von der Zusammensetzung der Diffusionsschicht bestimmt wird [Vielstich 1953].

Ein weiterer wichtiger Punkt ist die Betrachtung des Verbrennungsmechanismus. Es ist bekannt [Brauer 1971; Brötz 1970], daß bei niedrigen Temperaturen die Reaktionsprozesse langsamer ablaufen als bei hohen, wodurch der Widerstand des Verbrennungsprozesses bei tiefen Temperaturen auf der chemischen

Seite liegen dürfte. Werden die Temperatur und damit die Reaktionsgeschwindigkeit gesteigert, so wird der Widerstand auf der physikalischen Seite maßgebend, d.h. der Umsatz an der Phasengrenzfläche hängt von der Anzahl der durch die Grenzschicht diffundierenden Moleküle ab. Neben dieser heterogenen Reaktion können besonders bei Auftreten von Pyrolyse homogene Reaktionen zwischen den vergasten Brennstoffanteilen und dem vorhandenen Gasgemisch in der Umgebung stattfinden.

Folgende Kriterien dürften u.a für die Entstehung und den Ablauf eines natürlichen Brandes entscheidend sein:

1. Zusammensetzung des brennbaren Gutes
2. Zusammensetzung der das brennbare Gut umstrreichenden Rauchgase
3. Geometrie des brennbaren Gutes
4. Verteilung des brennbaren Gutes im Brandabschnitt
5. Rauchgastemperatur
6. Strömungsgeschwindigkeit der Rauchgase
7. Geometrie des das Gut umgebenden Raumes
8. Thermische Eigenschaften der Raumwände
9. Lüftungsverhältnisse

Aus der Vielzahl der hier angedeuteten Einflußgrößen, die sich zudem noch gegenseitig in ihrer Wirkung beeinflussen, ist zu ersehen, daß umfangreiche Untersuchungen notwendig sind, um den natürlichen Brand systematisch zu erfassen. Die vordringlichste Aufgabe ist dabei die Verringerung der Parameter auf die allerwichtigsten und ihre spätere Eingliederung in ein allgemeines mathematisches Modell.

Wie aus der Literatur zu ersehen ist, wurden bisher zur Simulation der Vorgänge beim natürlichen Brand die in der Brandforschung üblichen Krippen benutzt [Fons u.a. 1963; Knublauch 1972; Thomas 1961, 1974]. Dabei wurde u.a. der Geometrie der Krippe die größte Aufmerksamkeit gewidmet und Zusammenhänge zwischen ihr und den im Brandschutz üblichen Kennwerten wie z.B. der Brandbelastung gesucht. Da

die Krippe ein räumliches Gebilde ist, die Brandbelastung sich jedoch auf die Grundfläche bezieht, kann zwischen beiden kaum ein streng definierter Zusammenhang bestehen. Auch zeigen die bisherigen Versuche, daß der Brandablauf stark davon abhängt, ob die Krippe im Freien oder in einem Modellraum abgebrannt wird. Weiterhin ist von Einfluß, ob sich das Objekt in einem Raum mit ebenfalls von der Wärmequelle erhitzten, schlecht wärmeleitenden Wänden befindet oder die Wände gekühlt sind, so daß ähnlich wie bei einem Brand im Freien das Objekt einen großen Teil der ihm zugeführten Wärme abstrahlt und so seine Erwärmung verzögert wird.

Außerdem ist zu beachten, daß zwar in der Krippe zumindest während des ersten Brandabschnittes Form, Porosität und gegenseitige Zuordnung der einzelnen Holzscheite als konstant angesehen werden können, die Wärme- und Stoffübertragungsverhältnisse aber schon in einem einzelnen Scheit durch die Überdeckung rechnerisch schwierig erfaßbar sind. Deshalb erscheint es für eine analytische Erfassung der Aufheizphase und des Brandablaufes sinnvoller, den Einfluß der Schichtung und damit der Wärmeleitung an den Kontaktstellen sowie der viereckigen Querschnitte außer Acht zu lassen und die Untersuchungen mit den geometrisch einfacheren, in der Wärmetechnik geläufigen Stabbündeln zu beginnen, für die schon umfangreiche Unterlagen über den Wärme- und Stofftransport vorliegen.

Um einen Einblick in die tatsächlichen Verhältnisse des natürlichen Brandes zu bekommen, wird das Prüfstück mit einer zweckmäßigen Gestalt einer Beflammung unter physikalisch definierten Verhältnissen ausgesetzt, wobei unter anderem auch der Strahlungswärmeaustausch zwischen den Wänden des Versuchsräumes und dem Prüfstück erfaßt wird.

Als physikalisch definierte Verhältnisse sollen zunächst folgende Punkte angesehen werden:

1. Prüfobjektgestalt in Form eines Bündels, welches zuerst aus zylinderförmigen Stäben bestehen soll, die zu mehreren Rei-

hen versetzt oder fluchtend angeordnet werden, da für solche Gebilde die Wärme- und Stoffübergangszahlen bekannt sind (Bild 1).

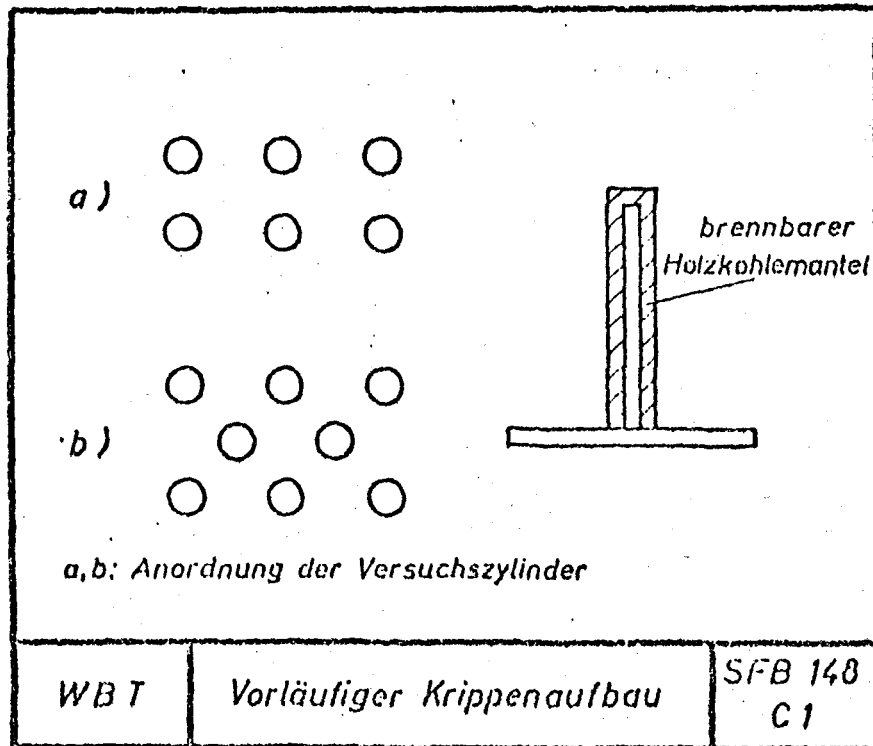


Bild 1

2. Konstante Werte für Strom, Temperatur, Zusammensetzung und Geschwindigkeit des Beflammungsmittels.
3. Wände mit bekannten thermischen Eigenschaften.

3.2 Vermuteter Ablauf des Brandes bei Fremdbeflammung

Wie schon aus den allgemeinen Ausführungen über den natürlichen Brand zu ersehen ist, ist der Brand ein instationärer Vorgang der Wärme- und Stoffübertragung, der aus einigen mehr oder weniger gegenseitig abgegrenzten Phasen besteht, wobei abwechselnd entweder die Wärme- oder die Stoffübertragung zu dem den Ablauf des Brandes bestimmenden Faktor wird. Die Struktur des brennenden Gebildes ist beim Brand ebenfalls veränderlich, da durch den Abbrand des Gutes dessen Masse und damit auch Oberfläche kleiner wird und es sogar zum Zusammensturz des Gebildes kommen kann. Auch die Einleitung des Verbrennungsvorgangs kann verschiedenartig erfolgen, wobei in späteren Phasen des Brandes die brennenden Teile des Gebildes die gegenseitige Zündung unterstützen.

Da in der Brandschutzforschung alle Untersuchungen zum natürlichen Brand mit Holz durchgeführt wurden, soll dieser Werkstoff auch hier betrachtet werden. Typisch für Holz ist, daß das Aufwärmen bei Beaufschlagung durch Rauchgase wegen der kleinen Wärmeleitzahl des Holzes ($\lambda = 0,1 - 0,2 \text{ W/mK}$, $c = 2,4 \text{ kJ/kg K}$, $\rho = 800 \text{ kg/m}^3$, $a = 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$) sehr langsam erfolgt, so daß sich die Oberflächentemperatur der Körper bei größeren rauchgasseitigen Wärmeübergangszahlen von der Temperatur des Beflammungsmittels nur wenig unterscheidet. Deshalb muß die Abstrahlung der Stäbe an die Umgebungswände im Modell in der Phase des Aufwärmens berücksichtigt werden, da sie offenbar die Oberflächentemperatur der Stäbe stärker beeinflussen wird als die Wärmeabfuhr in das Stabinnere.

Neben der Abstrahlung durch die Lücken zwischen den Stäben findet eine mittelbare Wärmeabgabe statt, wenn die inneren Stäbe des Bündels auf die kälteren äußeren strahlen. Da die inneren Stäbe durch die äußeren gegen die Brennkammerwände abgeschirmt werden, wird ihre Wärmeabgabe durch Strahlung umso mehr herabgesetzt, je dichter sie im Bündel gepackt sind, so daß der Verbrennungsvorgang bei diesen beginnen muß. Hier zeigt sich der Vorteil eines Bündels nach Bild 1.

Deshalb muß bei dem zu erstellenden mathematischen Modell jeder Stab individuell behandelt werden, indem man das Winkelverhältnis zu den Nachbarstäben sowie zur gekühlten Wand bestimmt. Das dazu notwendige Rechenverfahren befindet sich in der Entwicklung.

Auch für die Berechnung der nichtstationären Aufwärmung eines solchen Bündels liegt im Institut für Wärme- und Brennstofftechnik bereits ein Rechenprogramm vor, da eine sehr ähnliche Berechnung bei Aufwärmung des leeren Rohrbündels eines Wärmetauschers beim Anfahren durchgeführt wird. Dort wurden auch die ersten Ansätze für die oben erwähnte Berechnung der abgestrahlten Wärme gemacht und zwar zwecks Feststellung der Temperaturen der leeren Rohre beim Abkühlvorgang nach Abstellen des Kessels.

3.2.1 Der Zündvorgang

Die Zündtemperatur wird physikalisch als diejenige Temperatur definiert, bei der Gleichgewicht zwischen der freigesetzten Reaktionswärme und der nach außen abgeführten Wärme eintreten soll. Unterhalb dieser Temperatur überwiegt die Wärmeabgabe, und es muß bei brennenden Teilen zum Verlöschen des Feuers kommen.

Nach Einleiten der Beheizung wird die Oberfläche der einzelnen Stäbe des Bündels vom Beflammungsmittel ungleich beaufschlagt und damit auch unterschiedlich stark erwärmt. Damit kommt es neben der unmittelbaren Beheizung durch konvektiven Wärmeübergang zu einer mittelbaren durch Wärmeaustausch durch Strahlung zwischen den einzelnen Stäben.

Bei zu niedriger Beflammungstemperatur erfolgt nur eine Erwärmung der Oberfläche des einzelnen Stabes ohne Zündung, weil die Oxidation an und in der Oberfläche sehr gering ist. (s. Kap 3). Bei Erhöhung der Temperatur wird der Oxidationsvorgang intensiviert, wodurch in erhöhtem Maße Reaktionswärme frei wird. Als Folge ergibt sich ein Anstieg der Stabtemperatur über die Beflammungstemperatur.

Als Zündtemperatur sollte man hier also nur jene Temperatur ansehen, bei welcher die Summe des freigemachten Reaktionswärmestromes und des durch Beflammung an die Stäbe übertragenen Wärmestromes größer wird als die abgestrahlte Wärme. Da die Abstrahlung bei den Stäben im Bündel verschieden stark erfolgt, werden diese zu unterschiedlichen Zeiten gezündet. Aus der zeitlichen Reihenfolge der Zündzeiten kann man auf die Abstrahlung einzelner Stäbe schließen und dadurch die berechneten Winkelverhältnisse überprüfen.

Die so definierte Zündtemperatur wird auch vom Beflammungsstrom abhängen. Ist dieser klein, so wird auch die Wärmeübergangszahl für den konvektiven Wärmeübergang kleiner, und der Temperaturunterschied zwischen diesem und der Staboberfläche nimmt zu. Für die Messungen bringt dies den Vorteil, daß man bei kleinem Beflammungsstrom die Aufwärmung der Stäbe ohne Brand besser beobachten kann.

Außerdem verlangt das rechnerische Erfassen der Zündung einen Einblick in die Reaktionskinetik der Verbrennung. Folglich muß der vorliegende Algorithmus um diesen erweitert werden.

3.2.2 Die Verbrennung

Da bei der geplanten Form des Bündels mehrere Stabreihen hintereinander aufgestellt sind und der mittlere Stab mit kleinster Abstrahlung wahrscheinlich als erster zündet, wird durch sein Aufflammen das Zünden der hinter ihm stromabwärts stehenden Stäbe beschleunigt. Diese Stäbe wirken bei der Verbrennung demnach als Abschirmung des mittleren Stabes beim Aufwärmvorgang.

Bei der Berechnung wird heterogene Verbrennung angenommen, wobei ein sehr niedriger Aschegehalt vorausgesetzt wird. Das bedeutet, daß die Flammenfront dauernd an der Oberfläche der Stäbe verweilt. Die Oberflächentemperatur des Stabes ergibt sich bei seiner Verbrennung aus der Wärmebilanz der brennenden Oberfläche. Da sie die Verbrennungsfront darstellt, wird

an dieser die Reaktionswärme frei, von welcher ein Teil die Erhöhung der Stabtemperatur verursacht und der andere durch Konvektion an das Beflammungsmittel sowie durch Strahlung abgegeben wird.

Wegen der schlechten Wärmeleitfähigkeit des Holzes findet der Verbrennungsvorgang vor allem an der Staboberfläche statt, so daß der Temperaturgradient dt/dr dort sehr groß wird, d.h. die Temperatur nimmt in Richtung der Stabmitte steil ab. Eine große Wärme- und Stoffübergangszahl vergrößert den Gradienten und unterstützt die Verbrennung an der Oberfläche.

Die Fortsetzung der Beflammung beim Brennen der Stäbe verzögert dagegen den Verbrennungsvorgang sowohl durch den Partialdruck des Sauerstoffs im Beflammungsstrom, als auch durch die Wärmezufuhr von der Staboberfläche. Dadurch wird der Temperaturanstieg innerhalb der schlechtwärmeleitenden Stäbe geringer.

Beim Abbrand der Stäbe werden ihr Durchmesser und dadurch auch ihre Oberfläche verringert und die Lücken zwischen den Stäben verbreitert. Damit wird die Geschwindigkeit des Beflammungsmittels kleiner.

4. Die Versuchseinrichtung

4.1 Aufbau der Versuchseinrichtung

Auf Bild 2 ist der schematische Aufbau der Anlage für die Brandversuche zu erkennen. Sie besteht im wesentlichen aus Brenner, Flammrohr und Versuchskammer sowie der Kühleinrichtung.

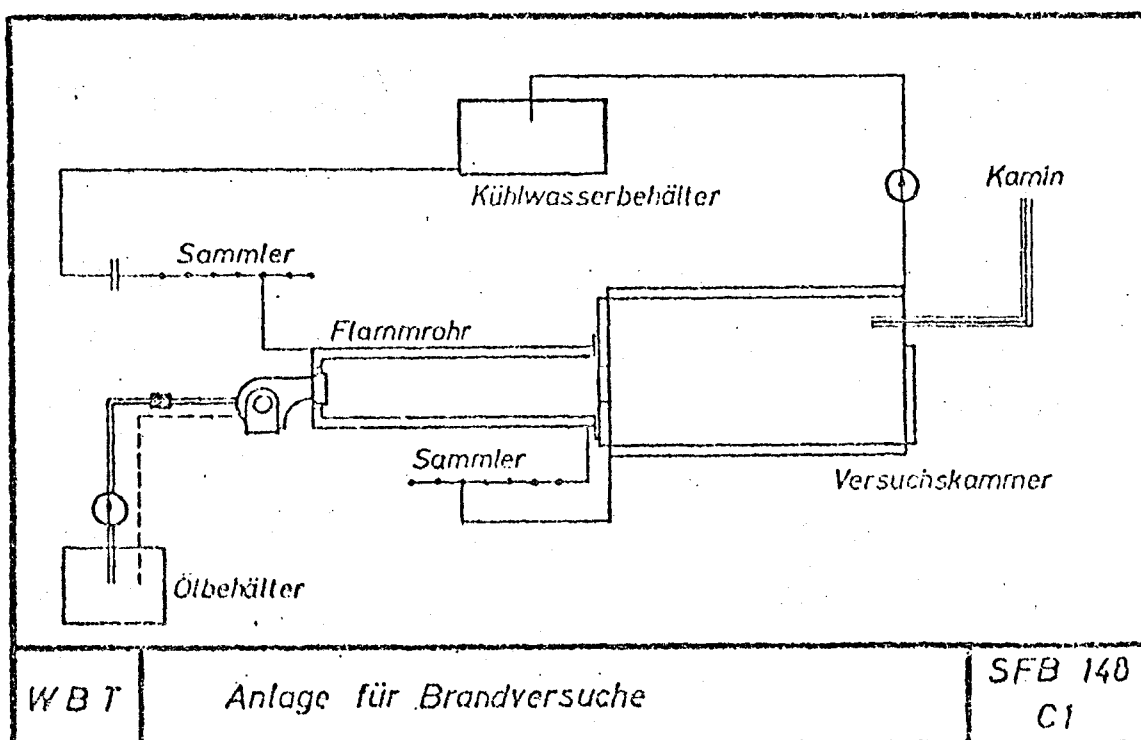


Bild 2

Der Brenner arbeitet modulierend mit einem maximalen Durchsatz Heizöl EL von 100 l/h (entsprechend einer Leistung von 1 Mio kcal/h). Die Zufuhr der Verbrennungsluft erfolgt über ein im Brenner befindliches Gebläse. In dem sich anschließenden wassergekühlten Flammrohr (Bild 3) brennt die Flamme vollständig aus, wobei durch die Wasserkühlung die Wandrückstrahlung klein gehalten und somit eine zeitlich veränderliche Rückwirkung der Wand auf die Flamme vermieden wird.

Da der bei einem kommerziellen Brenner regelbare Temperaturbereich aus Gründen der Flammenstabilität zum Fahren der Einheitstemperaturkurve nach DIN 4102 nicht ausreicht, kann mittels einer stufenlos regelbaren Luftdosierungseinrichtung, die sich zwischen Flammrohr und Versuchskammer befindet, Kaltluft zugegeben werden. Sollte eine Vergrößerung des Sauerstoffinhaltes der Rauchgase nicht erwünscht sein, können anstatt Luft vom Schornstein entnommene, abgekühlte Rauchgase in das Flammrohr zurückgeführt werden.

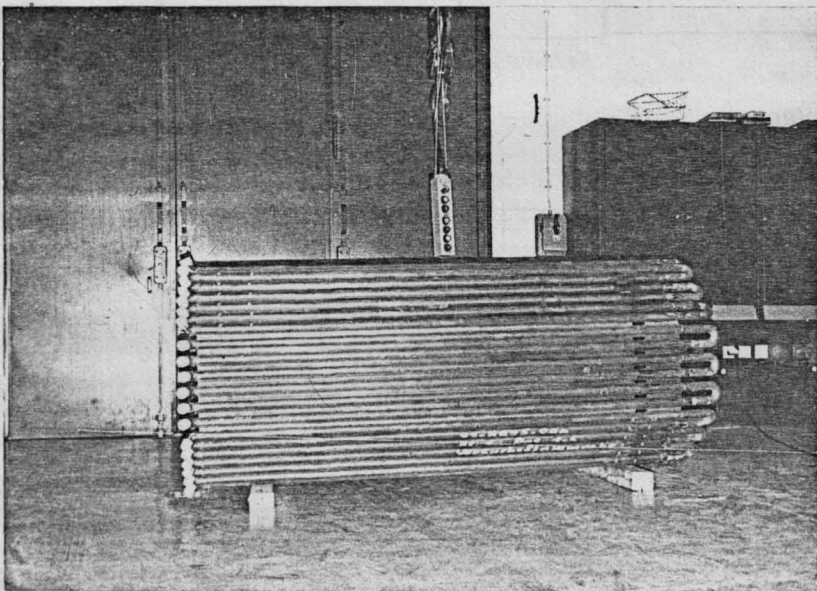


Bild 3
Ansicht des Versuchsfammrohr

Die plötzliche Querschnittsverringering beim Eintritt der Rauchgase in die Versuchskammer sichert durch eine starke Verwirbelung und Durchmischung gleichmäßige Eigenschaften der Gase im Versuchsraum. Die Querschnittsverringering wird durch in Größe und Lage variierbare Öffnungen in der Wand zwischen Flammrohr und Versuchskammer erreicht. Die Rauchgase entweichen nach Durchströmen der Versuchskammer über den Rauchgaskanal und den Kamin in die Atmosphäre.

Bild 4 zeigt die Versuchskammer und den Rauchgaskanal. Flammrohr und Brenner sind zum Zeitpunkt der Berichterstattung noch nicht montiert. Der quaderförmige Modellraum mit den Abmes-

sungen 2m x 1m x 1m ist von Doppelwänden umgeben. Die Kühlung der Doppelwände erfolgt mit kaltem, vollentsalztem Wasser, wobei der durch eine Umwälzpumpe erzeugte Wasserumlauf so gewählt wird, daß die Wasseraustrittstemperatur im sicheren Abstand vom Siedepunkt liegt.

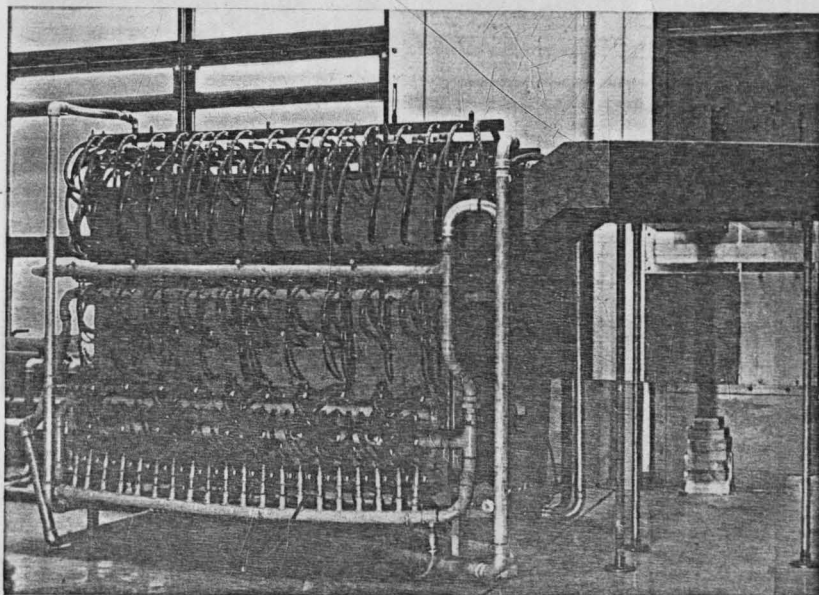


Bild 4
Ansicht der
Versuchskammer

Man sieht auf Bild 4 besonders deutlich den zur Kühlung erforderlichen Aufwand, erkenntlich durch die Vielzahl der Kühlanschlüsse. Dieser Aufwand ist durch den kammerförmigen Wandaufbau sowie durch das Vorsehen von Explosions- und Beobachtungsklappen sowohl in den Wänden, als auch im abnehmbaren Dach bedingt.

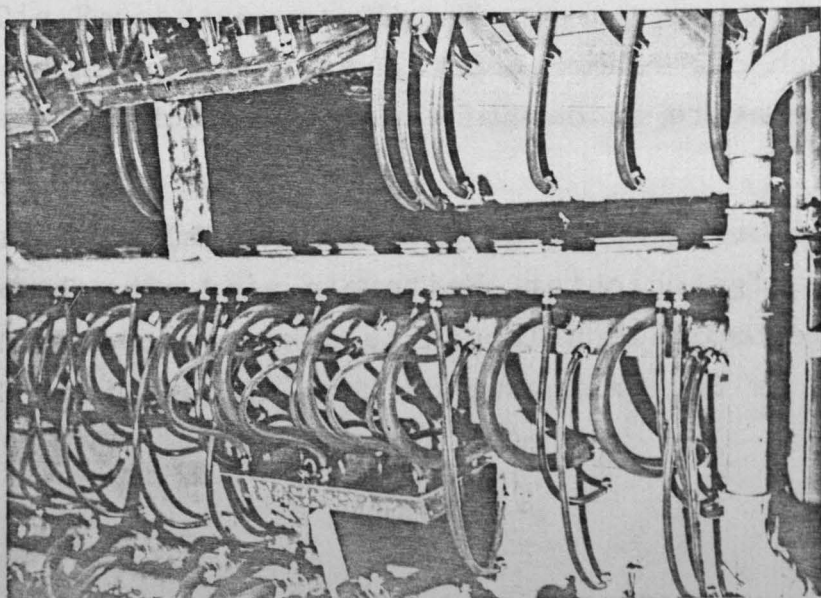


Bild 5
Ansicht der Ex-
plosionsklappen

Bild 5 verdeutlicht die Anordnung dieser Klappen, durch die, wenn gewünscht, auch Tertiärluft in größeren Mengen in den Versuchsraum gelangen kann, wodurch die Lüftungsverhältnisse geändert werden.

Bild 6 zeigt eine Beobachtungsluke an der Stirnseite der Kammer, die durch ein Quarzfenster verschlossen werden kann. Der Rahmen dieses Fensters ist ebenfalls wassergekühlt.

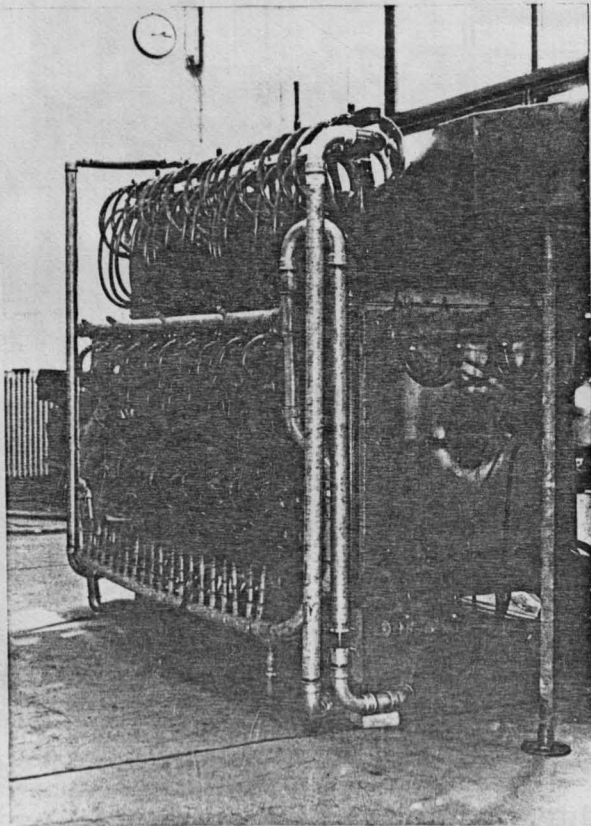


Bild 6

Ansicht der
Versuchskammer

Ein Blick durch die Flammrohröffnung auf der gegenüberliegenden Stirnseite in das Innere des Versuchsraumes zeigt Bild 7.

Auf dem kammerförmig aufgebauten wassergekühlten Boden ist das Brandgut aufgeschichtet. Weiterhin sind eine Beobachtungsluke sowie die Explosionsklappen zu erkennen. Durch den Zellenaufbau der Begrenzungswände kann die örtliche Erwärmung

der Wände bestimmt werden.

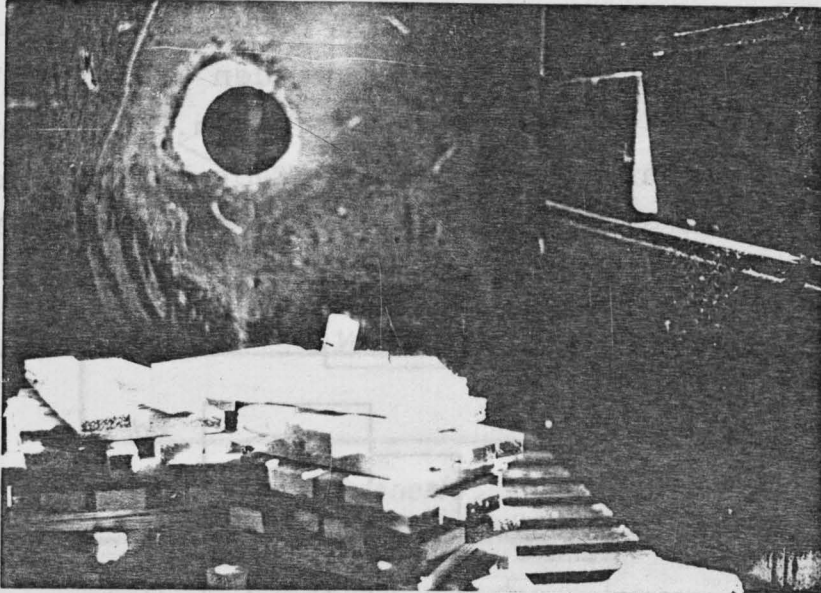


Bild 7

Blick in das Innere
der Versuchskammer

4.2 Versuchsablauf

Nach Einschalten der Kühlung wird der Brenner in Betrieb genommen und Heizöl- sowie Luftdurchsatz so eingestellt, daß die im Versuchsraum verlangte Temperatur (kontrolliert über ein Absaugpyrometer) sowie der Sauerstoffgehalt der Rauchgase mit den Vorgabewerten übereinstimmen. Da die wassergekühlten Wände eine niedrige Temperatur besitzen, wird dieser Zustand sehr schnell erreicht; da die Wärmespeicherung in der Wand auf ein Minimum beschränkt wird. Danach wird das Brandgut in den Modellraum eingeschoben. Die Rauchgase umspülen das brennbare Gut, heizen es auf und bringen es auf Zündtemperatur. Diese Vorgänge können zum einen visuell, zum anderen meßtechnisch erfaßt werden.

Bild 8 zeigt die Brandbeobachtungsanlage, die aus Liefer-schwierigkeiten zur Zeit noch nicht vollständig vorgestellt werden kann.

Eine Fernsehkamera, die sich in einem wassergekühlten Gehäuse befindet, nimmt durch eine der vorstehend beschriebenen Beobachtungsluken Zündvorgang und Abbrandverlauf auf und gibt die Bildinformation an Monitor und Videorekorder weiter. Der Beobachter kann über eine Fernsteuerung anhand des Monitorbildes die Blende der Kamera den Helligkeitsverhältnissen in der Versuchskammer anpassen. Mit dieser Anlage ist eine lückenlose und durch Videorekorder speicherbare visuelle Information über das Gutverhalten möglich.

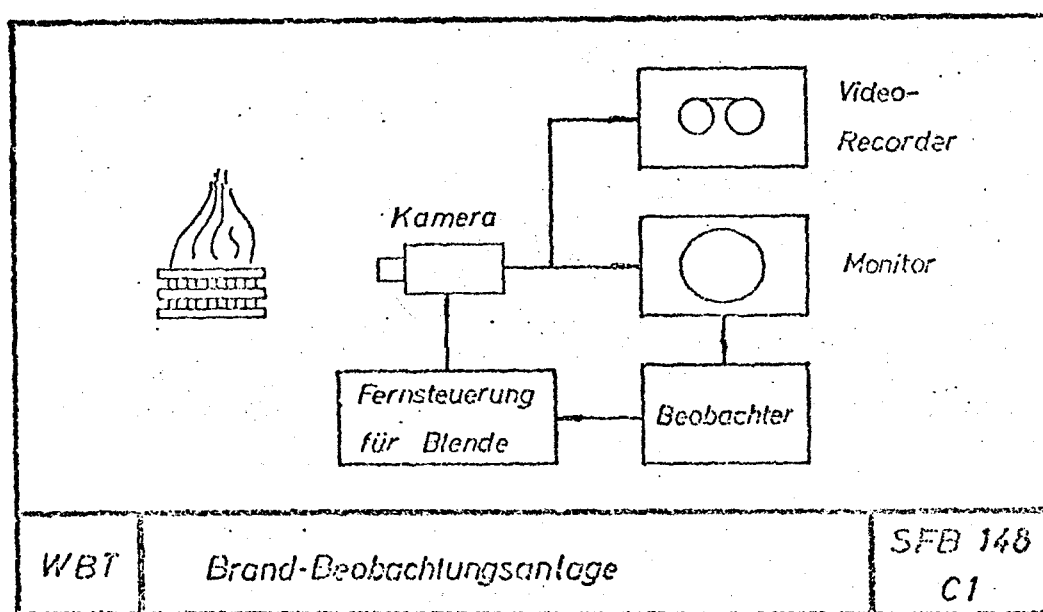
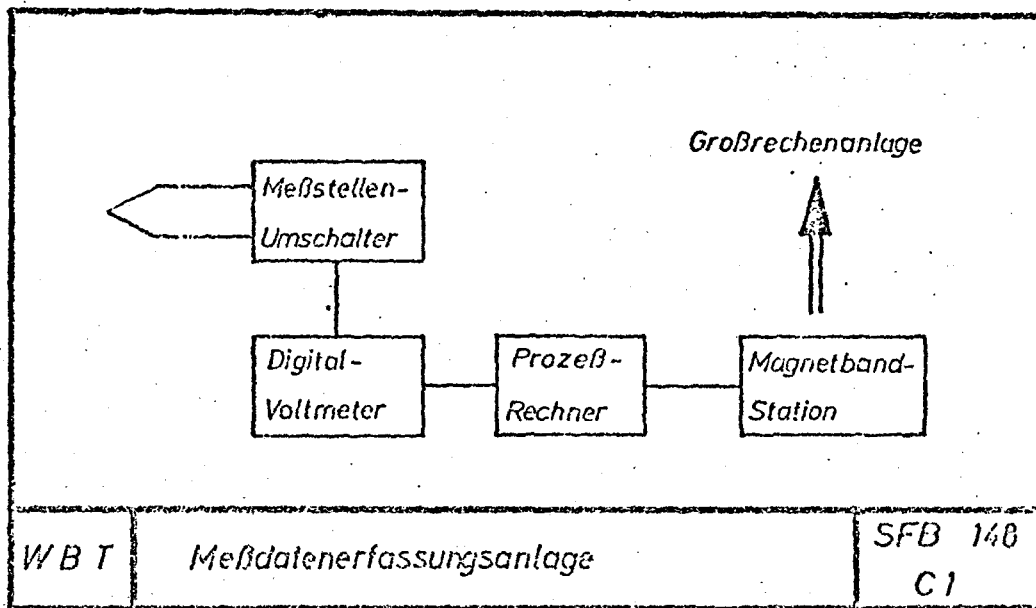


Bild 8

Die meßtechnische Erfassung der Temperaturfelder im Brandgut zeigt die schematische Darstellung in Abbildung 9.

Dabei werden die analogen Signale von etwa 15 bis 20 im Brandgut entsprechend angeordneten Thermoelementen über einen Meßstellenumschalter hintereinander abgefragt und in einem Digital-Voltmeter digitalisiert. Diesen Signalen werden dann in einem Prozeßrechner die entsprechenden Temperaturen zugeordnet und in einer Magnetbandstation aufgezeichnet. Dieses Magnetband enthält die Eingabedaten für an der Rechenanlage der TU durchzuführende Rechenprogramme.

Bild 9

Der Gewichtsverlust des brennenden Gutes soll während der Versuche durch eine Abbrandwaage bestimmt werden.

5. Vorläufiges Arbeitsprogramm

Nach der Beschreibung der Vorstellungen über die Arbeitsvoraussetzungen des Teilprojektes C1 und der Konzeption der im Aufbau befindlichen Versuchseinrichtung soll nun in einzelnen Schritten das daraus abgeleitete vorläufige Arbeitsprogramm vorgestellt werden:

1. Untersuchung der Stoff- und Wärmetransportprozesse sowie des Reaktionseinflusses beim Brand von Holzkohlestäben unter Beaufschlagung mit ausgebrannten Rauchgasen.

Grund: a. Ausschaltung von Pyrolyse und Strahlung der leuchtenden Flamme.

b. Übertragung der bekannten Unterlagen der Wärme- und Stoffübertragung bei Rohren

c. Beaufschlagung der Stäbe mit Rauchgasen einer definierten Zusammensetzung

2. Verwendung von viereckigen Stäben statt runder zum Vergleich mit Programmschritt 1. und zur Annäherung an das bekannte Krippenproblem.
3. Verwendung von Holzstäben zur Untersuchung des Pyrolyseinflusses.
4. Untersuchung des Einflusses der Strahlung der leuchtenden Flamme an viereckigen Stäben.
5. Betrachtung der Verteilung brennbarer Stäbe im Brandabschnitt und deren Einfluß auf die Wärmeentwicklung.

Grund: Die gegenseitige Lage brennbarer Teile ist für den Ablauf eines natürlichen Brandes von entscheidender Bedeutung. Hier soll an einem vorher abgeklärten Problem ihr Einfluß untersucht werden.

6. Übergang von Stabbündeln auf die in der Brandforschung üblichen geschichteten Krippen.

Grund: Vergleich der eigenen Untersuchungen mit bisher aus der Literatur bekannten Problemstellungen

7. Erweiterung des mathematischen Modells um homogene und heterogene Schüttungen, die z.T. am Institut für Wärme- und Brennstofftechnik bereits untersucht wurden [Briem 1971; Bürger 1971].

Grund: Verallgemeinerung des bislang behandelten Stabmodells.

8. Einfluß unterschiedlicher Brennraumgeometrien auf die Wärmeentwicklung im Brennraum.

Grund: Schaffung eines Modells für unterschiedliche Raumgeometrien bezogen auf den Brandfall.

9. Ermittlung von Temperaturfeldern in dem Brand benachbarten Bauteil.

Grund: s. Aufgabenstellung des Teilprojektes C1.

10. Ermittlung der Beeinflussung der Wärmeabstrahlung durch teilweise oder vollständige Abschirmung der kalten Wand durch Einbau von Wänden anderer baustofflicher Zusammensetzung.

11. Betrachtung anderer, nicht hölzerner Brandgüter und ihre Auswirkung auf Brandentwicklung und -ausbreitung.

12. Durchführung von Normbrandversuchen.

13. Vergleich Normbrand - natürlicher Brand und der damit verbundenen Bauteilverhaltensweisen.

In jeder Phase der Versuchsdurchführung sollen Rauchgastemperatur, -zusammensetzung und -geschwindigkeit sowie die Lüftungsverhältnisse berücksichtigt werden.

Das Arbeitsprogramm macht deutlich, daß hier sowohl brennbare, als auch nichtbrennbare Bauteile einbezogen werden können (s. DIN 4102 Erg. Best: Konstruktionswerkstoffe der Klassen A1, A2, B1-B3).

Außerdem werden die durchzuführenden Untersuchungen wichtige Aufschlüsse über die Probleme zur Aufstellung des Blattes Nr. 5 der DIN 4102 geben.

Selbstverständlich kann im Bewilligungszeitraum von drei Jahren nur ein Teil dieser Aufgaben in Angriff genommen werden, wobei die obige Reihenfolge weder die zeitliche Reihenfolge der Arbeitsschritte, noch Prioritäten festlegt.

6. Zusammenfassung und Ausblick

Ziel des Teilprojektes C1 ist eine rechnerische Erfassung der Auswirkungen von natürlichen Bränden auf benachbarte Bauteile und Schaffung von Vergleichsmöglichkeiten zum Normbrand. In der vorliegenden Darstellung wird verdeutlicht, daß der Normbrand in seiner heutigen Form in dem Sinn unzureichend ist, daß entscheidende Angaben über die Geometrie der Brandräume, deren Beflammung und Ausstattung fehlen.

Für den natürlichen Brand wurde ein Katalog von Einflußgrößen zusammengestellt, der als Grundlage für das Arbeitsprogramm des Teilprojektes C1 anzusehen ist. Es wird gezeigt, daß sowohl der Normbrand, als auch der natürliche Brand unter den Gesichtspunkten der Wärme- und Stoffübertragung näher beleuchtet werden müssen, um einen sinnvollen Vergleich ermöglichen zu können.

Grundlage der durchzuführenden Arbeiten sollen Experimente in einer Versuchskammer, bestehend aus einem wassergekühlten Raum und einem davorgeflanschten ebenfalls wassergekühlten Flammrohr sein, wobei durch die Wasserkühlung die Wandrückstrahlung klein gehalten und somit eine zeitlich veränderliche Rückwirkung der Wand auf die Flamme vermieden wird. Als Beflammungsmittel ist Heizöl EL vorgesehen.

Die dabei gewonnenen Ergebnisse sollen als Randbedingungen in Rechenprogramme Eingang finden, die für das Anfahrverhalten von Wärmeübertragern entwickelt wurden und sich in ihrer Konzeption für die vorliegenden Aufgabenstellungen eignen.

Ausgangspunkt zur Erreichung dieses Zieles ist zunächst die Untersuchung eines modifizierten Krippenbrandes, worunter folgende Bedingungen zu verstehen sind:

- a) Abweichend vom bisher aus der Literatur bekannten Krippenaufbau aus quaderförmigen Holzscheiten werden zylindrische Bauteile aus solchen Materialien verwendet, die eine Vernachlässigung pyrolytischer Vorgänge gestatten.

- b. Zur Erzielung definierter, reproduzierbarer Verhältnisse erfolgt die Aufheizung und Zündung der Versuchskörper durch einen in Art und Zusammensetzung bekannten regelbaren Rauchgasstrom. Der Versuchsaufbau ist dabei so gewählt, daß die Flammenstrahlung des Wärmeträgers zunächst ausgeschlossen werden kann.

Dieser Versuchsaufbau wird gewählt, weil sich hiermit die Möglichkeit bietet, Analogien zu bekannten Vorgängen herzustellen. Der instationäre Brandvorgang weist nämlich Ähnlichkeit mit Anfahrprozessen von Wärme- und Stoffübertragern auf, für die im Institut für Wärme- und Brennstofftechnik geeignete Rechenprogramme entwickelt wurden.

Die experimentelle Erfassung der Vorgänge an und in beflamten Objekten in einer Versuchskammer mit regelbarem Kühleffekt der Wände soll die Übertragung der erwähnten Rechenprogramme auf die Brandvorgänge ermöglichen.

Deshalb wurde unter Projektleitung von Professor Dr. techn. R. Doležal im November 1973 zunächst mit nur einem wissenschaftlichen Mitarbeiter nach dessen Einarbeitung in die Literatur mit Planung und Bau der vorstehend beschriebenen Versuchseinrichtung begonnen. Zum Berichtszeitpunkt ist der Bau der Versuchskammer soweit abgeschlossen, daß das Flammrohr und der Brenner montiert werden können.

Während mit dem Aufbau der Brandbeobachtungsanlage begonnen werden kann, ist die Meßdatenerfassungsanlage noch nicht erstellt, da sie erst für das Haushaltsjahr 1975 beantragt werden konnte. Die Vielzahl der zu erfassenden Daten macht jedoch ihren baldigen Aufbau erforderlich, da die zur Zeit schon in Angriff genommene Erstellung mathematischer Modelle in absehbarer Zeit aus Versuchen die erforderlichen Randwerte benötigt.

Zur Erstellung dieser Modelle und zur Bewältigung der umfangreichen Arbeiten erwies sich zunächst die folgende Aufteilung des Arbeitsgebietes als sinnvoll:

1. Der Aufheiz- und Zündvorgang eines brennbaren Gutes im Brandraum.
2. Das Abbrandverhalten von Einzelteilen nach der Zündung.
3. Die Fragen des Wärmeaustausches durch Strahlung in Bündeln und Krippen und zwischen ihnen und der Wand.

Diese Aufgabengebiete sollen von dem im November 1973 eingestellten wissenschaftlichen Mitarbeiter sowie von den beiden im April und Oktober 1974 eingestellten wissenschaftlichen Mitarbeitern bearbeitet werden.

Die spätere Zusammenfassung der aus den drei Arbeitsgebieten gewonnenen Erkenntnisse soll in einem einheitlichen mathematischen Modell erfolgen.

7. Verwendete Literatur

- Brauer, H. Stoffaustausch einschließlich chemischer Reaktionen , Aarau (Schweiz) 1971.
- Briem, K. Zur Berechnung von Flammen in durchströmten Haufwerken, Dissertation, TU Braunschweig 1971.
- Brötz, W. Grundriß der chemischen Reaktionstechnik, Weinheim/Bergstraße 1970.
- Butcher, E.G.
Chitty, T.B.
Ashton, L.A. The temperature attained by steel in building fires,
Fire Research Technical Paper No. 15,
Her Majesty's Stationary Office, 1966.
- Bürger, D. Zum Abbrennverhalten von Schüttkörpern, Dissertation, TU Braunschweig 1971.
- DIN 4102 Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, Blatt 2, Fassung Februar 1970.
- Ehm, H. Tendenzen im baulichen Brandschutz, aus "Bauen heißt experimentieren", Köln 1972.
- Ehm, H.
Hoeck, K. Modellbrandversuche,
Materialprüfung 9 (1967) 6, S. 228/231.
- Ehm, H.
Arnault, P. "Untersuchungen mit natürlichen Bränden im kleinen Versuchsbrandhaus in Metz",
(vorläufige Fassung),
Europäische Konvention der Stahlbauverbände, Oktober 1969.
- Fons, W.L.
Clements, H.B.
George, P.M. Scale effects on propagation rate of laboratory crib fires.
9. Symposium (international) on Combustion,
The Combustion Institute 1963, S. 860/866.

- Gröber,
Erk,
Grigull
- Die Grundgesetze der Wärmeübertragung,
Springer-Berlin/Göttingen/Heidelberg 1963.
- Harmathy, T.Z.
- A new look at compartment fires,
Fire Technology 8 (1972) 3/4,
S. 196/217 und S. 326/351.
- Knublauch, E.
- Über Ausführung und Aussagefähigkeit
des Normbrandversuches nach DIN 4102
Blatt 2 im Hinblick auf die Nachbildung
natürlichen Schadenfeuers,
BAM-Bericht 16, Berlin 1972.
- Knublauch, E.
- Über das Brandgeschehen vor der Fassade
eines brennenden Gebäudes,
BAM-Fachgruppe 2.4: Bautenschutz, Berlin 197
- Schneider, U.
- Über die Umrechnung von natürlichen Bränden
auf die Brandbeanspruchung nach DIN 4102,
Zentralblatt für Industriebau (1973) 1,
S. 24/29.
- Seeger, P.G.
- Über Modellversuche in der Brandschutztechnik
Zeitschrift der VFDB 19 (1970) 1/2,
S. 37/44 und 91/94.
- Symposium Nr. 2
- Behaviour of structural steel in fire,
Boreham Wood, 1967,
Bericht von "Her Majesty's Stationary
Office", 1968.
- Thoman, P.H.
- Über neuere Untersuchungen von Bränden
an Modellen, Zeitschrift der VFDB 10 (1961)
S. 146/154.
- Thomas, P.H.
- The fire resistance requires to survive
a burn out,
Fire Research Note No. 901,
Boreham Wood, 1970.

- Thomas, P.H. The size of flames from natural fires,
9. Symposium (international) on Combustion,
The Combustion Institute 1963, S. 844/859.
- Thomas, P.H. The effect of crib porosity in recent
CIB-experiments,
Fire Research Note No. 999,
Boreham Wood, 1974
- Vielstich, W. Der Zusammenhang zwischen Nernst'scher
Diffusionsschicht und Prandtl'scher Strö-
mungsgrenzschicht,
Z. Elektrochem. angew. physik. Chem. 57
(1953) S. 646/655.